

**TUGAS AKHIR TERAPAN – RC 145501**

**PENGARUH OPERASIONAL RUMAH POMPA IKAN  
MUNGSING TERHADAP DAERAH LAYANANYA**

**DIAN RAHMAT HARDIANTO**

**NRP. 3112030033**

**FADHILAH WINDA DWI A.**

**NRP. 3112030035**

**Dosen Pembimbing**

**Dr. Ir. KUNTJORO , MT.**

**NIP. 19580829 1997031 1 002**

**PROGRAM DIPLOMA III TEKNIK SIPIL**

**Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan**

**Institut Teknologi Sepuluh Nopember**

**Surabaya 2015**



**TUGAS AKHIR TERAPAN – RC 145501**

**PENGARUH OPERASIONAL RUMAH POMPA IKAN  
MUNGSING TERHADAP DAERAH LAYANANYA**

**DIAN RAHMAT HARDIANTO**

**NRP. 3112030033**

**FADHILAH WINDA DWI A.**

**NRP. 3112030035**

**Dosen Pembimbing**

**Dr. Ir. KUNTJORO , MT.**

**NIP. 19580829 1997031 1 002**

**PROGRAM DIPLOMA III TEKNIK SIPIL**

**Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan**

**Institut Teknologi Sepuluh Nopember**

**Surabaya 2015**



**FINAL PROJECT – RC 145501**

**EFFECTS OF IKAN MUNGSIK PUMP HOUSE  
OPERATIONAL ON ITS SERVICE REGIONAL**

**DIAN RAHMAT HARDIANTO**

**NRP. 3112030033**

**FADHILAH WINDA DWI A.**

**NRP. 3112030035**

**Counsellor Instructor :**

**Dr. Ir. KUNTJORO , MT.**

**NIP. 19580829 1997031 1 002**

**Department of Diploma III Civil Engineering Program**

**Faculty of Civil Engineering and Planning**

**Sepuluh Nopember Institute of Technology**

**Surabaya 2015**

# **PENGARUH OPERASIONAL RUMAH POMPA IKAN MUNGSING TERHADAP DAERAH LAYANANNYA**

## **TUGAS AKHIR**

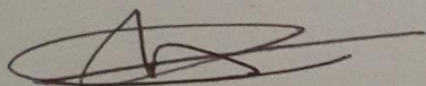
**Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Ahli Madya Teknik  
Pada**

**Konsentrasi Bangunan Air  
Program Studi Diploma III Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember**

**Disusun Oleh :**

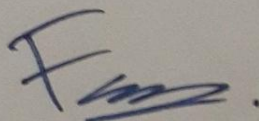
**Mahasiswa 1**

**Mahasiswa 2**



**DIAN RAHMAT H**

**Nrp : 3112030033**



**FADHILAH WINDA D.A**

**Nrp : 3112030035**

**Disetujui oleh :  
Dosen Pembimbing**

**13 JUL 2015**



**Dr. Ir. Kuntjoro, MT**

**NIP : 19580629 198703 1 002**

# **PENGARUH OPERASIONAL RUMAH POMPA IKAN MUNGSIK TERHADAP DAERAH LAYANANNYA**

Nama Mahasiswa : Dian Rahmat Hardianto  
NRP : 3112030033  
Nama Mahasiswa : Fadhilah Winda D.A  
NRP : 3112030035  
Jurusan : D III Teknik Sipil FTSP-ITS  
Dosen Pembimbing : Dr. Ir. Kuntjoro, MT

## **ABSTRAK**

Kawasan sistem drainase Moro Krembangan Surabaya Utara tepatnya di daerah Jl. Tanjung Sadari merupakan kawasan banjir. Sehingga di Jl. Tanjung Sadari ini dibangun Rumah Pompa Ikan Mungsing yang nantinya akan dioperasikan untuk mengurangi debit banjir pada Saluran Moro Krembangan terutama pada saat musim hujan.

Dalam Studi ini, kami mengevaluasi operasional Rumah Pompa Ikan Mungsing apakah mampu dalam menangani banjir yang selama ini terjadi di daerah layanannya (Jl. Tanjung Sadari, Jl. Ikan Mungsing dan sekitarnya) serta pengaruh operasional Rumah Pompa Ikan Mungsing terhadap daerah layanannya. Untuk mengevaluasi kinerja Rumah Pompa Ikan Mungsing ini, Dilakukan analisis Hidrologi yaitu debit banjir rencana Q5 dan Q10 catchment area Saluran Moro Krembangan. Hasil analisis Hidrologi (debit banjir Q5 dan Q10) digunakan untuk menghitung volume yang dikendalikan tampungan dan dibandingkan dengan kapasitas Saluran Moro Krembangan.

Kesimpulan dari tugas akhir ini yaitu, debit banjir yang melimpas di Saluran Moro Krembangan dengan periode ulang

5 tahun sebesar  $5.50 \text{ m}^3/\text{detik}$  dan periode ulang 10 tahun sebesar  $5.76 \text{ m}^3/\text{detik}$ . Geometri Saluran Moro Krembangan dengan lebar saluran  $4.80 \text{ m}$ , kedalaman saluran  $0.98 \text{ m}$ , panjang saluran eksisting  $1150 \text{ m}$ , dan  $I=0.00079$  adalah  $5.097 \text{ m}^3/\text{detik}$ . Kapasitas pompa air eksisting Ikan Mungsing sebesar  $1.5 \text{ m}^3/\text{detik}$  dengan jumlah pompa banjir 1 unit. Setelah dipompa sesuai dengan perhitungan (menggunakan pompa kapasitas  $1.5 \text{ m}^3/\text{det}$  dan  $3 \text{ m}^3/\text{det}$ ) masih terjadi genangan di daerah layanannya. Untuk mencegah banjir di Saluran Moro Krembangan, maka direncanakan Bozem.

**Kata Kunci:** Evaluasi Pompa Air Ikan Mungsing, Pengaruh Operasional Rumah Pompa Ikan Mungsing, Muka Air Banjir, Saluran Moro Krembangan

## **EFFECTS OF IKAN MUNGSING PUMP HOUSE OPERATIONAL ON ITS SERVICE REGION**

Student I	: Dian Rahmat Hardianto
NRP	: 3112030033
Student II	: Fadhilah Winda D.A
NRP	: 3112030035
Department	: D III Teknik Sipil FTSP-ITS
Lecture Advisor	: Dr. Ir. Kuntjoro, MT

### **ABSTRACT**

Drainage system of Moro Krembangan in North Surabaya, located in Jl. Tanjung Sadari, is one of the areas in Surabaya that affected by flood. Therefore, Ikan Mungsing pipe house is built to lessen flood discharge in Moro Krembangan canal especially in rainy season.

In this study, we evaluate Ikan Mungsing Pump House operational whether it can solve flood problem that is often happened around its service coverage area (Jl. Tanjung Sadari, Jl. Ikan Mungsing, and surrounding), as well as the effects of Ikan Mungsing Pump House operational on its service coverage area. To evaluate the operation of Ikan Mungsing Pump House, hydrology analysis has been done by using flood discharge plan Q5 and Q10 catchment area of Moro Krembangan canal. The result of hydrology analysis (Q5 and Q10 flood discharge) is used to calculate volume controlled by reservoir and compared with the Moro Krembangan canal capacity.

The conclusion of this final report is that flood discharge outflow in Moro Krembangan canal within 5-years periodical cycle is 5.50 m<sup>3</sup>/second and 10-years periodical cycle is 5.76 m<sup>3</sup>/second. Moro Krembangan canal geometry

with 4.80 m in width, 0.98 in depth, and 1150 m in canal length existing and  $I=0.00079$  is  $5.097 \text{ m}^3/\text{second}$ . Ikan Mungsing existing water pump capacity is  $1.5 \text{ m}^3/\text{second}$  with 1 flood pump. The inundation still exists in the water pump service area after being pumped by calculation (using pump with capacity of  $1.5 \text{ m}^3/\text{second}$  and  $3 \text{ m}^3/\text{second}$ ). Thus, the construction of Bozem is being planned to overcome flood problem in Moro Krembangan canal.

Keywords: Ikan Mungsing Pump House Evaluation, Effects of Ikan Mungsing Pump House, Flood Water Level, Moro Krembangan Canal



## **KATA PENGANTAR**

**Assalamualaikum Wr. Wb.**

Puji syukur kami panjatkan kehadirat Allah SWT karena atas rahmat dan hidayah-Nya, sehingga penulis dapat menyusun Tugas Akhir ini dengan judul “PENGARUH OPERASIONAL RUMAH POMPA IKAN MUNGSI TERHADAP DAERAH LAYANANNYA”. Sesuai dengan kurikulum yang ada di Program Studi Diploma III Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya.

Dalam Penyusunan Tugas Akhir ini, penulis mendapatkan bimbingan serta bantuan dari berbagai pihak, untuk itu penulis mengucapkan terima kasih kepada :

1. Kepada Tuhan kami Allah SWT yang telah memberikan rahmat dan tuntunanya untuk menyelesaikan Tugas Akhir kami.
2. Kedua orang tua penulis atas doa dan dukungannya yang tak terhingga.
3. Bapak Ir. Sigit Darmawan, M,Engg, selaku Koordinator Program Studi Diploma III Teknik Sipil –ITS
4. Bapak Dr. Ir. Kuntjoro, MT, selaku Dosen Pembimbing kami yang telah banyak membantu kami dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
5. Segenap Bapak / Ibu Dosen dan Karyawan DIII Teknik Sipil FTSP – ITS.
6. Teman – teman & semua pihak yang telah memberikan saran serta masukan dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
7. Semua pihak yang telah membantu kami dalam penyelesaian Tugas Akhir ini yang tidak dapat kami

sebutkan satu persatu, atas segala bantuan dan dukungannya.

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini, penulis menyadari bahwa manusia tidak luput dari kekhilafan, demikian juga dengan penulisan Tugas Akhir ini masih banyak terdapat kekurangan dalam mencapai kesempurnaan. Oleh karena itu penulis menerima semua kritik dan saran dari semua pihak untuk kesempurnaan Tugas Akhir ini.

Harapan penulis, semoga Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat bagi kita semua khususnya yang bergerak pada bidang Teknik Sipil. Amin.

**Wassalamu'alaikum Wr. Wb.**

Surabaya,

Penulis

## DAFTAR ISI

ABSTRAK .....	i
KATA PENGANTAR .....	v
DAFTAR ISI.....	vii
DAFTAR TABEL.....	ix
DAFTAR GAMBAR .....	xii
BAB I PENDAHULUAN .....	1
1.1. Latar Belakang .....	1
1.2. Rumusan Masalah .....	2
1.3. Batasan Masalah.....	2
1.4. Maksud dan Tujuan .....	2
1.5. Manfaat .....	3
1.6. Lokasi Studi .....	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA .....	5
2.1 Perencanaan Rumah Pompa Ikan Mungsing .....	5
BAB III METODOLOGI .....	9
3.1 Persiapan .....	9
3.2 Pengumpulan Data .....	9
3.3 Survey Lapangan.....	9
3.4 Pengolahan Data.....	10
3.5 Analisa Perhitungan .....	10
3.5.1 Analisis Hidrologi .....	10
3.5.2 Analisis Hidrolika .....	29
3.6 Operasional Rumah Pompa .....	30
3.7 Alternatif Penanggulangan Banjir .....	30
3.8 Flowchart .....	31
BAB IV ANALISIS DATA .....	33
4.1 Analisis Hidrologi .....	33
4.1.1 Curah Hujan Harian Maksimum.....	33
4.1.2 Curah Hujan Rata-rata Wilayah .....	34
4.1.3 Analisis Frekuensi .....	37
4.1.4 Perhitungan Curah Hujan Rencana .....	38
4.1.5 Distribusi Probabilitas .....	42

4.1.6	Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi .....	44
4.1.7	Koefisien Pengaliran (C) .....	50
4.1.8	Debit Rencana (Metode Rasional) .....	53
4.1.9	Debit Rencana (Metode HSS Nakayasu) ....	58
4.1.10	Debit Rencana (Metode HSS Nakayasu) ....	62
4.2	Analisis Hidrolika .....	84
4.2.1	Perhitungan Kapasitas Saluran Eksisting (Fullbank Capacity) .....	84
4.2.2	Evaluasi Pompa .....	89
BAB V KESIMPULAN .....		141

## DAFTAR TABEL

Tabel 3.1 Reduce Mean ( $Y_n$ ) .....	14
Tabel 3.2 Reduced Standard Deviation ( $S_n$ ) .....	15
Tabel 3.3 Nilai K Distribusi Log Pearson Type III .....	16
Tabel 3.4 Nilai K Distribusi Log Pearson Type III .....	17
Tabel 3.5 Persyaratan Pemilihan Distribusi .....	19
Tabel 3.6 Nilai $\Delta$ Kritik Uji Smirnov Kolmogorov .....	21
Tabel 3.7 Koefisien Pengaliran (C) .....	23
Tabel 3.8 Koefisien Pengaliran (C) .....	24
Tabel 4.1 Curah Hujan Harian Maksimum Catchment Area Moro Krembangan .....	33
Tabel 4.2 Perhitungan Curah Hujan Rata-Rata dengan Metode Poligon Thiessen .....	38
Tabel 4.3 Persyaratan Pemilihan Distribusi .....	40
Tabel 4. 4 Perhitungan Parameter Statistik Distribusi .....	40
Tabel 4.5 Rekapitulasi Perhitungan Nilai $C_s$ dan $C_k$ .....	42
Tabel 4.6 Rekapitulasi Perhitungan Distribusi Probabilitas Log Pearson Type III .....	44
Tabel 4.7 Curah Hujan Rencana untuk Periode (T) Tahun dengan Metode Log Pearson Type III .....	44
Tabel 4.8 Perhitungan Deviasi Standard (S) .....	46
Tabel 4.9 Perhitungan Nilai Peluang (P) .....	47
Tabel 4.10 Perhitungan Chi Kuadrat Hitung .....	48
Tabel 4.11 Perhitungan D max .....	49
Tabel 4.12 Perhitungan D0 Kritis .....	50
Tabel 4.13 Perhitungan Cgab Saluran Moro Krembangan ..	52
Tabel 4.14 Perhitungan Cgab Saluran Indrapura I .....	52
Tabel 4.15 Perhitungan Cgab Saluran Indrapura II .....	53
Tabel 4.16 Perhitungan Cgab Saluran Pesapen Kali .....	53
Tabel 4.17 Perhitungan Cgab Saluran Ikan Mungsing .....	54

Tabel 4.18 Debit Total Saluran Moro Krembangan .....	59
Tabel 4.19 Rata-rata Hujan Harian Sampai Jam ke t .....	60
Tabel 4.20 Rata-rata Hujan Pada Jam ke t .....	61
Tabel 4.21 Tinggi Curah Hujan Efektif untuk Curah Hujan Rencana dengan Periode Ulang (T) Tahun Metode Log Pearson Type III .....	62
Tabel 4.22 Distribusi Curah Hujan Rencana Efektif Jam- Jaman .....	62
Tabel 4.23 Waktu Lengkung Hidrograf Nakayasu Catchment Area Sal.Sekunder Moro Krembangan .....	65
Tabel 4.24 Persamaan Lengkung Hidrograf Nakayasu .....	65
Tabel 4.25 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu .....	66
Tabel 4.26 Hidrograf Banjir Q5 Catchment Area Sal.Sekunder Moro Krembangan .....	70
Tabel 4.27 Hidrograf Banjir Q10 Catchment Area Sal.Sekunder Moro Krembangan .....	75
Tabel 4.28 Rekapitulasi Hidrograf Banjir Catchment Area Sal.Sekunder Moro Krembangan .....	80
Tabel 4.29 Qmaks Debit Banjir Rencana Nakayasu .....	84
Tabel 4.30 Perhitungan Fullbank Capacity .....	87
Tabel 4.31 Hidrograf Banjir Qr5 Catchment Area Sal. Moro Krembangan .....	89
Tabel 4.32 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan Dengan Kapasitas Pompa $1,5 \text{ m}^3$ Berdasarkan Gambar Grafik 4.27 .....	95
Tabel 4.33 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan Dengan Kapasitas .....	105
Tabel 4.34 Hidrograf Banjir Qr10 Catchment Area Sal. Moro Krembangan .....	114

Tabel 4.35 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan Dengan Kapasitas Pompa 1,5( m <sup>3</sup> /det) Berdasarkan Gambar Grafik 4.29 .....	120
Tabel 4.36 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan Dengan Kapasitas Pompa 3 (m <sup>3</sup> /det) Berdasarkan Gambar Grafik 4.30 .....	130
Tabel 4.36 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan Dengan Kapasitas Pompa 3 (m <sup>3</sup> /det) Berdasarkan Gambar Grafik 4.30 .....	131
Tabel 4.36 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan Dengan Kapasitas Pompa 3 (m <sup>3</sup> /det) Berdasarkan Gambar Grafik 4.30 .....	132
Tabel 4.36 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan Dengan Kapasitas Pompa 3 (m <sup>3</sup> /det) Berdasarkan Gambar Grafik 4.30 .....	133
Tabel 4.36 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan Dengan Kapasitas Pompa 3 (m <sup>3</sup> /det) Berdasarkan Gambar Grafik 4.30 .....	134
Tabel 4.36 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan Dengan Kapasitas Pompa 3 (m <sup>3</sup> /det) Berdasarkan Gambar Grafik 4.30 .....	135
Tabel 4.36 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan Dengan Kapasitas Pompa 3 (m <sup>3</sup> /det) Berdasarkan Gambar Grafik 4.30 .....	136
Tabel 4.36 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan Dengan Kapasitas Pompa 3 (m <sup>3</sup> /det) Berdasarkan Gambar Grafik 4.30 .....	137
Tabel 4.37 Perhitungan Dimensi Bozem .....	140

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Lokasi Studi.....	3
Gambar 3.1 Hidrograf Satuan Sintesis Nakayasu .....	27
Gambar 3.2 Flowchart Pengaruh Operasional Rumah Pompa Ikan Mungsing .....	32
Gambar 4.1 Catchment Area Saluran Sekunder Moro Krembangan .....	36
Gambar 4.2 Grafik Volume Outflow dan Waktu Pemompaan .....	94
Gambar 4.3 Grafik Volume Outflow dan Waktu Pemompaan .....	119
Gambar 4.4 Grafik Volume Outflow dan Waktu Pemompaan .....	129



## DAFTAR PUSTAKA

Soewarno CD. (1995). *Aplikasi Metode Statistik Untuk Analisa Data Hidrologi*. Bandung: Nova.

Suripin. (2003). *Sistem Drainase Perkotaan Yang Berkelanjutan*. Yogyakarta: Andi.

Triatmodjo, B. (2010). *Hidrologi Terapan*. Yogyakarta: Beta Offset.

U.S Army Corps of Engineers. (2010). *Hec-Ras 4.0 River Analysis System*. California: Hydrologic Engineering Center U.S Army Corps of Engineers.

Wisesa. (2014, Nopember Rabu). *Laporan Perencanaan Rumah Pompa Ikan Mungsing*. Surabaya: CV. MITRA Cipta Engineering.

*Halaman ini sengaja dikosongkan*

## BIODATA PENULIS



Penulis memiliki nama lengkap Dian Rahmat Hardianto. Lahir pada tanggal 7 Januari 1993 di Jombang, merupakan anak kedua dari dua bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Mardirahayu Jombang, SDN Pulo Lor I Jombang, SMPN 1 Jombang, SMAN 1 Jombang. Tahun 2012 penulis mengikuti tes masuk Program Diploma III Teknik Sipil yang diselenggarakan oleh ITS Surabaya dan diterima di Jurusan DIII Teknik Sipil FTSP-ITS tahun 2012 Bidang Studi Bangunan Air dan terdaftar dengan NRP. 3112.030.033.

## BIODATA PENULIS



Penulis memiliki nama lengkap Fadhilah Winda Dwi Astuti. Lahir pada tanggal 20 Maret 1995 di Surabaya, merupakan anak kedua dari dua bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Tunas Harapan Surabaya, SDN Kaliasin I Surabaya, SMPN 12 Surabaya, SMAN 16 Surabaya. Tahun 2012 penulis mengikuti tes masuk Program Diploma III Teknik Sipil yang diselenggarakan oleh ITS Surabaya dan diterima di Jurusan DIII Teknik Sipil FTSP-ITS tahun 2012 Bidang Studi Bangunan Air dan terdaftar dengan NRP. 3112.030.035.

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Banjir merupakan fenomena alam dimana terjadi kelebihan air yang tidak tertampung oleh jaringan drainase di suatu daerah sehingga menimbulkan genangan yang merugikan. Bencana banjir disebabkan oleh berbagai macam faktor yaitu kondisi daerah tangkapan hujan, durasi hujan, intensitas hujan, kondisi topografi, dan kapasitas jaringan *drainase*. Bencana banjir ini sering terjadi pada kawasan rawan banjir di Kota Surabaya, salah satunya pada kawasan Tanjung Sadari, Surabaya Utara.

Mengingat pada kawasan Tanjung Sadari ini sering terjadi banjir pada musim hujan, maka pada kawasan ini perlu dipersiapkan perencanaan infrastruktur *drainase* yang baik termasuk perlu dipersiapkan rencana pembangunan Rumah Pompa Ikan Mungsing yang berada di daerah Surabaya utara tepatnya di JL.Tanjung Sadari, Surabaya. Pembangunan ini dimaksudkan untuk mempercepat pembuangan air menuju Laut Perak sehingga mengurangi banjir di *catchment area* tersebut.

Penyebab banjir di daerah Tanjung Sadari ini tidak hanya disebabkan oleh kurangnya lahan penyerapan air, tetapi juga disebabkan karena saluran Moro Krembangan sudah tidak mampu menampung volume air yang berasal dari pembuangan air Rumah Pompa Pesapen pada saat intensitas hujan tinggi. Banjir juga disebabkan karena masih banyaknya masyarakat yang membuang sampah di saluran tersebut. Pembangunan Rumah Pompa Ikan Mungsing

ini diharapkan dapat mengantisipasi bencana banjir yang terjadi di daerah layanan rumah pompa tersebut.

## **1.2 Rumusan Masalah**

Berdasarkan uraian dan identifikasi masalah dari latar belakang yang telah penulis uraikan diatas, maka permasalahan dalam studi ini dapat dirumuskan sebagai berikut :

1. Berapa besar debit banjir rencana di saluran *drainase* Moro Krembangan?
2. Berapa kapasitas saluran *drainase* Moro Krembangan?
3. Bagaimana pengaruh operasional Rumah Pompa Ikan Mungsing terhadap daerah layanannya?

## **1.3 Batasan Masalah**

Tugas Akhir ini hanya menganalisis daerah layanan saluran *drainase* Moro Krembangan.

## **1.4 Maksud dan Tujuan**

Berdasarkan pada perumusan masalah diatas, maka tujuan dari penulisan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Menganalisis debit rencana di daerah layanan *drainase* Moro Krembangan.
2. Menghitung kapasitas saluran *drainase* Moro Krembangan.
3. Mengetahui pengaruh operasional Rumah Pompa Ikan Mungsing terhadap daerah layanannya.

## 1.5 Manfaat

Tugas akhir ini diharapkan bermanfaat sebagai masukan untuk Pemkot Surabaya bagaimana operasional pompa yang seharusnya dalam mengatasi banjir di Kota Surabaya.

## 1.6 Lokasi studi

Lokasi studi berada di Jalan Tanjung Sadari Kota Surabaya yang lebih tepatnya berada di wilayah Surabaya Utara. Seperti terlihat pada Gambar 1.1 Lokasi Studi berikut ini:



Gambar 1. 1 Lokasi Studi

*Halaman ini sengaja dikosongkan*



## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Perencanaan Rumah Pompa Ikan Mungsing**

Rumah Pompa Ikan Mungsing adalah proyek Pemkot Surabaya yang lokasinya di Surabaya Utara tepatnya di Jl.Tanjung Sadari,Surabaya. Proyek ini sudah dilakukan melalui proses perencanaan dan dilakukan pekerjaan mulai tahapan analisis hidrologi dan analisis hidrolika. Analisis hidrologi meliputi analisis frekuensi dan uji distribusi, analisis hidrologi selanjutnya adalah menghitung besarnya debit dari saluran yang mengalirkan air ke rumah pompa dari *catchment area*.

Kemudian dilakukan proses analisis hidrolika dengan perhitungan kapasitas saluran eksisting yang bertujuan untuk mengetahui debit yang mampu ditampung oleh saluran. Jumlah pompa yang dipasang adalah dua buah, yaitu pompa banjir dan pompa lumpur. Jenis pompa yang digunakan adalah pompa tipe *Grund w/c No: 4/6 Submersible Pump* dan *Pump Suport*. P/o No: 4507457165. Q TY: 6 Set. *Made in Korea*. Kapasitas pompa banjir 1500 liter/detik dan kapasitas pompa lumpur 250 liter/detik. Berikut beberapa bangunan utama yang sudah dikerjakan yaitu :

##### **1. Pemasangan Tiang Pancang**

Untuk pemasangan tiang pancang hanya pada bagian bangunan utama seperti polder, *long storage*, dan terjunan. Tiang pancang dengan kedalaman 15 m. Tiang pancang berbentuk persegi dimensi 25x25 cm.

## 2. Pembuatan Terjunan

Elevasi pada terjunan atau mercu ini adalah - 1,53 m dari titik  $\pm 0,00$  jalan aspal. Terjunan terbuat dari pasangan batu kali dan di plester (1pc : 4ps).

## 3. Pembuatan Kolam Tampungan (polder dan *long storage*)

1. Dimensi polder (B = 8,20 m , L = 13,45 m , T = 40 cm ), kolom 40x40 cm, balok utama 40x60 cm, balok anak 30x45 cm, plat pada lantai dua D16 mm-250 mm dan D22 mm-125 mm, tebal 40 cm.
2. Dimensi *long storage* 1 (B = 8.3 m , L = 11.05 m). Pada *long storage* 1 menggunakan *box culvert* dengan dimensi 5.00 x 4.00 m, beton bertulang K-350, dasar *box culvert* diberi *lean concrete* t = 5 cm urugan pasir t = 10 cm.
3. Dimensi *long storage* 2 (B = 5.80 m , L= 40 m). *Lean concrete* t = 5 cm urugan pasir t = 10 cm. Untuk *long storage* 2 ini tidak menggunakan *box culvert* karena dimensi yang sesuai dengan rencana tidak ada di pasaran.

## 4. Pemasangan pompa banjir dan pompa lumpur

Pemasangan pompa banjir dengan kapasitas 1500 liter/detik dan pompa lumpur 250 liter/detik. Spesifikasi pompa *type* Grund w/c No: 4/6 *Submersible Pump dan Pump Suport*. P/o No: 4507457165. Q TY: 6 Set. Made in Korea.

## 5. Pemasangan *trashrack* atau *screen*.

Dimensi *trashrack* adalah L = 7.90 m , B = 4.22 m

6. Pemasangan pintu air

Pintu air terbuat dari kayu ulin 6.00 m x 12.00 m dilengkapi dengan kolom beton bertulang K-350 dan pelat tebal 50 cm K-350.

7. Pembuatan ruang operator

Ruang operator dengan luas 4.25 m x 4.25 m, pondasi menggunakan *bore pile* L = 18 m, *pile cap* 100 cm x 100 cm, tebal 20 cm, kolom 25 cm x 25 cm, *sloof* 25 cm x 30 cm, beton K-350, baja U-32.

Berdasarkan informasi konsultan perencanaan, Rumah Pompa Ikan Mungsing ini selesai dan dapat dioperasikan pada bulan Desember tahun 2015.

(Konsultan CV. MITRA CIPTA ENGINEERING)

*Halaman ini sengaja dikosongkan*

## **BAB III METODOLOGI**

### **3.1 Persiapan**

Persiapan merupakan serangkaian kegiatan yang meliputi :

1. Mencari surat-surat yang diperlukan dalam penyusunan
2. Mencari informasi sekaligus meminta data-data yang diperlukan.

### **3.2 Pengumpulan Data**

Data yang menunjang digunakan dalam Tugas Akhir ini antara lain sebagai berikut :

- a. Peta situasi
- b. Peta lokasi dan peta topografi
- c. Peta *catchment area*
- d. Data tata guna lahan  
Data tersebut berguna mengetahui koefisien pengaliran dari suatu daerah
- e. Data hidrologi  
Data hidrologi yang ada adalah data hujan 10 tahun
- f. Kondisi eksisting saluran  
Data tentang keadaan eksisting saluran yang akan dianalisa termasuk gambar *cross section* dan *long section* saluran untuk mengetahui debit rencana aliran saluran.

### **3.3 Survey Lapangan**

Survey lapangan dilakukan bertujuan untuk mengetahui lokasi rawan banjir di sekitar Rumah Pompa Ikan Mungsing.

### 3.4 Pengolahan Data

Data yang akan diolah secara deskriptif.

### 3.5 Analisa Perhitungan

#### 3.5.1 Analisis Hidrologi

##### 3.5.1.1 Pengolahan Data Hujan yang Kosong/Hilang

Sebelum mengolah data hujan lebih lanjut, terlebih dahulu data hutan yang kurang harus dilengkapi. Untuk melengkapi data yang kurang dipakai rumus Rasio Normal (*Triatmodjo, 2010:40*), yaitu :

$$Rx = \frac{1}{n} \left[ \left( \frac{Nx}{Na} \cdot Ra \right) + \left( \frac{Nx}{Nb} \cdot Rb \right) + \left( \frac{Nx}{Nc} \cdot Rc \right) \right] \dots\dots\dots (3.1)$$

Dimana :

Rx                    = data hujan yang kosong  
 n                     = jumlah data  
 Nx                   = jumlah data yang ada pada daerah yang kosong  
 Ra , Rb , Rc       = data hujan pembanding  
 Na , Nb , Nc       = jumlah data sebagai pembanding

##### 3.5.1.2 Perhitungan Curah Hujan Rata-Rata Daerah

Untuk menentukan hujan rata-rata pada suatu daerah dapat dilakukan dengan dua metode (*Triatmodjo, 2010:31*), yaitu :

#### 1. Metode aljabar atau Aritmatika

Metode ini yang paling sederhana dalam perhitungan curah hujan daerah. Metode ini cocok untuk kawasan dengan topografi rata atau datar. Rumus metode aritmatika yaitu :

$$R \text{ rata2} = \frac{1}{n} (R_1 + R_2 + R_3 + \dots + R_n) \dots (3.2)$$

Dimana :

$R \text{ rata2}$  = tinggi hujan rata-rata  
 $R_1, R_2, R_3, \dots, R_n$  = tinggi hujan pada masing-masing stasiun  
 $n$  = jumlah stasiun

## 2. Thiesen Polygon

Perhitungan curah hujan rata-rata dengan cara *thiesen polygon* biasanya dipakai pada daerah dataran tinggi dengan memasukkan faktor pengaruh daerah yang diwakili oleh stasiun penakar hujan, Rumus metode *thiesen polygon* yaitu :

$$Prata2 = \frac{A_1.P_1 + A_2.P_2 + A_3.P_3 + \dots + A_n.P_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots (3.3)$$

Dimana :

$P \text{ rata2}$  = hujan rata-rata kawasan  
 $P_1, P_2, \dots, P_n$  = hujan pada stasiun 1, 2, 3, ..n

(Triatmodjo, 2010: 34)

## 3. Analisis Frekuensi

Analisis frekuensi bertujuan untuk memberikan hasil perkiraan data hidrologi dalam menentukan curah hujan dengan periode ulang tertentu. Analisis frekuensi didasarkan pada sifat statistik data yang tersedia untuk memperoleh probabilitas besaran hujan dimasa datang. Dalam analisis frekuensi dikenal beberapa macam distribusi, diantaranya yaitu :

### 1) Distribusi Probabilitas Normal

Fungsi distribusi normal mempunyai bentuk :

$$p(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} \dots\dots\dots (3.4)$$

Dengan X adalah *variable random* dan  $p(x)$  adalah fungsi probabilitas kontinu.

Apabila variabel X ditulis dalam bentuk berikut :

$$z = \frac{x-\mu}{\sigma} \dots\dots\dots (3.5)$$

Maka persamaan (3.1) menjadi :

$$p(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-z^2/2} \dots\dots\dots (3.6)$$

Dengan z adalah satuan standar yang terdistribusi normal dengan rerata nol dan standar deviasi satu.

Persamaan (3.2) dapat ditulis dalam bentuk :

$$x = \mu + z\sigma \dots\dots\dots (3.7)$$

Dimana z adalah faktor frekuensi dari distribusi normal. Pada umumnya, faktor frekuensi statistik diberi notasi K.

(Triatmodjo, 2010:218-219)

## 2) Distribusi Probabilitas Gumbel

Distribusi gumbel banyak digunakan untuk analisis data maksimum, seperti untuk analisis frekuensi banjir. Rumus distribusi probabilitas gumbel adalah :

$$x = x + K s \dots\dots\dots (3.8)$$



Dimana :

$x$  = perkiraan nilai yang diharapkan terjadi

$\bar{x}$  = rata-rata dari data hujan

$K$  = frekuensi 13symme

$s$  = deviasi standar

$S$  dapat dihitung dengan rumus :

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \dots\dots\dots (3.9)$$

$K$  dapat dihitung dengan persamaan :

$$y = y_n + K\sigma_n \dots\dots\dots (3.10)$$

Dimana :

$y$  = 13symme reduksi gumbel yang

didapat dari persamaan :

$$y = -\ln \left[ \ln \left( \frac{T}{T-1} \right) \right] \dots\dots\dots (3.11)$$

$y_n$  = nilai rerata

$\sigma_n$  = deviasi standar dari gumbel yang nilainya tergantung dari jumlah data seperti diberikan dalam 13 symm.

Dari persamaan diatas diperoleh :

$$x = \bar{x} + \frac{y - y_n}{\sigma_n} s \dots\dots\dots (3.12)$$

$$x = \bar{x} - \frac{\ln \left[ \ln \left( \frac{T}{T-1} \right) \right] + y_n}{\sigma_n} s \dots\dots\dots (3.13)$$

(Triatmodjo, 2010:226-228)

Tabel 3. 1 Reduce Mean ( $Y_n$ )

n	$y_n$	n	$y_n$	N	$y_n$
8	0,4843	39	0,543	70	0,5548
9	0,4902	40	0,5436	71	0,5550
10	0,4952	41	0,5442	72	0,5552
11	0,4996	42	0,5448	73	0,5555
12	0,5053	43	0,5453	74	0,5557
13	0,5070	44	0,5258	75	0,5559
14	0,5100	45	0,5463	76	0,5561
15	0,5128	46	0,5468	77	0,5563
16	0,5157	47	0,5473	78	0,5565
17	0,5181	48	0,5447	79	0,5567
18	0,5202	49	0,5481	80	0,5569
19	0,5220	50	0,5485	81	0,5570
20	0,5235	51	0,5489	82	0,5572
21	0,5252	52	0,5493	83	0,5574
22	0,5268	53	0,5497	84	0,5576
23	0,5283	54	0,5501	85	0,5578
24	0,5296	55	0,5504	86	0,5580
25	0,5309	56	0,5508	87	0,5581
26	0,5320	57	0,5511	88	0,5583
27	0,5332	58	0,5515	89	0,5585
28	0,5343	59	0,5518	90	0,5586

(Sumber : Triatmodjo,2008:227)

Tabel 3. 2 Reduced Standard Deviation ( $S_n$ )

n	$S_n$	n	$S_n$	N	$S_n$
8	0,9043	39	1,1388	70	1,1854
9	0,9288	40	1,1413	71	1,1863
10	0,9497	41	1,1436	72	1,1873
11	0,9676	42	1,1458	73	1,1881
12	0,9833	43	1,1480	74	1,1890
13	0,9972	44	1,1490	75	1,1898
14	1,0098	45	1,1518	76	1,1906
15	1,0206	46	1,1538	77	1,1915
16	1,0316	47	1,1557	78	1,1923
17	1,0411	48	1,1574	79	1,1930
18	1,0493	49	1,1590	80	1,1938
19	1,0566	50	1,1607	81	1,1945
20	1,0629	51	1,1623	82	1,1953
21	1,0754	52	1,1638	83	1,1959
22	1,0811	53	1,1653	84	1,1967
23	1,0864	54	1,1667	85	1,1973
24	1,0914	55	1,1681	86	1,1980
25	1,0961	56	1,1696	87	1,1987
26	1,0961	57	1,1708	88	1,1994
27	1,1004	58	1,1721	89	1,2001
28	1,1047	59	1,1734	90	1,2007

(Sumber : Triatmodjo,2008:227)

3) Distribusi *Log Pearson type III*

Persamaan garis lurus dari *Log Pearson type III* adalah :

$$y_T = Y + K s \dots\dots\dots (3.14)$$

Dimana :

$y_T$  = nilai logaritmik dari  $x$   
dengan periode ulang  $T$   
 $Y$  = nilai rerata dari  $y$   
 $s$  = deviasi standar  
 $K$  = 16symme frekuensi

Tabel 3. 3 Nilai K Distribusi Log Pearson Type III

Ko ef	Interval kejadian ( <i>Recurrence Interval</i> ), Tahun (Periode Ulang)								
	1.01	1.25	2	5	10	25	50	100	200
	Persentase Peluang Terlampaui ( <i>Percent chance of being exceeded</i> )								
CS	99	80	50	20	10	4	2	1	0.5
3.0	-0.667	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970
2.8	-0.714	-0.666	-0.384	0.460	1.181	2.275	3.114	3.973	4.843
2.6	-0.769	-0.696	-0.368	0.499	1.182	2.267	3.071	2.889	4.728
2.4	-0.832	-0.725	-0.351	0.537	1.183	2.256	3.023	3.800	4.667
2.5	-0.714	-0.666	-0.360	0.518	1.184	2.262	3.048	3.845	4.652
2.2	-0.905	-0.752	-0.330	0.574	1.185	2.240	2.970	3.705	4.444
2.0	-0.990	-0.770	-0.307	0.609	1.186	2.219	2.912	3.605	4.298
1.8	-1.087	-0.799	-0.307	0.609	1.187	2.219	2.912	3.605	4.298
1.6	-1.197	-0.817	-0.254	0.675	1.188	2.163	2.780	3.388	3.990
1.4	-1.318	-0.832	-0.225	0.705	1.189	2.218	2.706	3.271	3.828
1.2	-1.449	-0.844	-0.195	0.732	1.190	2.087	2.626	3.149	3.661
1.0	-1.588	-0.852	-0.164	0.758	1.191	2.043	2.542	3.022	3.489
0.9	-1.661	-0.854	-0.148	0.769	1.192	2.018	2.498	2.957	3.401
0.8	-1.733	-0.856	-0.132	0.780	1.193	1.998	2.453	2.891	3.312

(Soewarno, 1995:216)

Tabel 3. 4 Nilai K Distribusi Log Pearson Type III

Ko ef	Interval kejadian ( <i>Recurrence Interval</i> ), Tahun (Periode Ulang)								
	1.01	1.25	2	5	10	25	50	100	200
	Persentase Peluang Terlampaui ( <i>Percent chance of being exceeded</i> )								
CS	99	80	50	20	10	4	2	1	0.5
0.7	-1.807	-0.857	-0.116	0.790	1.194	1.967	2.407	2.824	3.223
0.6	-1.880	-0.857	-0.099	0.800	1.195	1.939	2.359	2.755	3.132
0.5	-1.955	-0.856	-0.083	0.808	1.196	1.910	2.311	2.686	3.041
0.4	-2.029	-0.855	-0.066	0.816	1.197	1.880	2.261	2.615	2.949
0.3	-2.104	-0.853	-0.050	0.824	1.198	1.849	2.211	2.544	2.856
0.2	-2.178	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
0.1	-2.252	-0.846	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670
0.0	-2.326	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576
-0.1	-2.399	-0.836	0.017	0.736	1.270	1.761	2.000	2.252	2.482
-0.2	-2.472	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388
-0.3	-2.544	-0.823	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294
-0.4	-2.615	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
-0.5	-2.685	-0.808	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
-0.6	-2.755	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016
-0.7	-2.823	-0.790	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926
-0.8	-2.891	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837
-0.9	-2.957	-0.769	0.148	0.856	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749
-1.0	-3.022	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664
-1.2	-2.149	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
-1.4	-2.271	0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351
-1.5	-2.330	-0.690	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351
-1.6	-2.388	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216
-1.8	-3.499	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
-2.0	-3.605	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	1.995
-2.2	-3.705	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907
-2.5	-5.378	-0.497	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800
-3.0	-7.051	-0.420	0.396	0.636	0.660	0.660	0.666	0.667	0.667

(Soewarno, 1995:216)

Distribusi *Log Pearson type III* digunakan apabila parameter Cs dan Ck mempunyai nilai selain dari parameter statistik untuk distribusi yang lain (normal dan gumbel). Penggunaan *Log Pearson type III* dilakukan dengan langkah-langkah berikut ini (Triatmodjo, 2010:230-231) :

- Data debit banjir maksimum tahunan disusun dalam tabel

- b. Hitung nilai logaritma dari data debit banjir tersebut dengan *transformasi* sebagai berikut :  $y = \ln x$  atau  $y = \log x$
- c. Hitung nilai rerata  $y$ , deviasi standar  $S$ , koefisien kemencengan  $C_s$  dari nilai logaritma  $y$
- d. Dihitung nilai  $y$  untuk berbagai periode ulang yang dikehendaki dengan menggunakan persamaan (3.8).
- e. Hitung debit banjir  $X_T$  untuk setiap periode ulang dengan menghitung nilai anti -lognya.

$$X_T = \text{arc ln } y \text{ atau } X_T = \text{arc log } y$$

#### 4. Mencari Nilai $C_k$ dan $C_s$

Kemencengan (*skewness*) dapat digunakan untuk mengetahui derajat ketidaksimetrisan (asimetris, *18symmetry*) dari suatu bentuk distribusi. Kemencengan diberikan oleh bentuk berikut ini (*Triatmodjo, 2010:205-206*) :

$$\alpha = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3 \dots\dots\dots (3.15)$$

Koefisien asimetri diberikan oleh bentuk berikut :

$$C_s = \frac{\alpha}{s^3} \dots\dots\dots (3.16)$$

Dimana :

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \dots\dots\dots (3.17)$$

Koefisien kurtosis diberikan oleh persamaan berikut :

$$C_k = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)s^4} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^4 \dots\dots\dots (3.18)$$

Tabel 3. 5 Persyaratan Pemilihan Distribusi

Distribusi Frekuensi	Parameter Data Statistik	
	Koefisien Skewness (Cs)	Koefisien Kurtosis (Ck)
Gumbel	1.14	5.4
Distribusi Normal	$-0.015 \leq Cs \leq 0.05$ $2.7 \leq Ck \leq 3.3$	
Log Pearson Tipe III	Bebas	$1.5 Cs^2 + 3$

(Sumber : Soewarno, 1995)

#### 5. Uji Chi-Kuadrat

Uji Chi-Kuadrat menggunakan nilai  $x^2$  yang dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$X^2 = \sum_{t=1}^n \frac{(Of - Ef)^2}{Ef} \dots \dots \dots (3.19)$$

Dimana :

$X^2$  = nilai Chi-Kuadrat terhitung

$Ef$  = frekuensi (banyak pengamatan) yang diharapkan sesuai dengan pembagian kelasnya

$Of$  = frekuensi yang terbaca pada kelas yang sama

$N$  = jumlah sub kelompok dalam satu grup

Nilai  $X^2$  yang diperoleh harus lebih kecil dari nilai  $X^2_{cr}$  (Chi-Kuadrat kritik) untuk suatu derajat nyata tertentu, yang sering diambil 5%. Derajat kebebasan dihitung dengan persamaan :

$$DK = K - (\alpha - 1) \dots \dots \dots (3.20)$$

Dengan :

DK = derajat kebebasan

K = banyaknya kelas

$\alpha$  = banyaknya keterikatan (banyaknya parameter), untuk uji Chi-Kuadrat adalah 2

Nilai  $X^2_{cr}$  diperoleh dari tabel nilai kritik. Disarankan agar banyaknya kelas tidak kurang dari 5 I frekuensi absolut tiap kelas tidak kurang dari 5.

#### 6. Uji *Smirnov Kolmogorov*

Uji kecocokan *Smirnov Kolmogorov* juga disebut uji kecocokan non parametik karena pengujianya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu, namun dengan memperhatikan kurva penggambaran data pada kertas probabilitas. Dari gambar tersebut dapat diketahui jarak penyimpangan terbesar yang merupakan nilai  $\Delta_{maks}$  dengan kemungkinan didapat nilai lebih kecil dari nilai  $\Delta_{kritik}$ , maka jenis distribusi yang dipilih dapat digunakan. Nilai  $\Delta_{kritik}$  diperoleh dari tabel 3.6 berikut ini :



Tabel 3. 6 Nilai  $\Delta$  Kritik Uji Smirnov  
Kolmogorov

n	$\alpha$			
	0.2	0.1	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.30	0.34	0.40
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.2	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.18	0.18	0.20	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
	1.07	1.07	1.07	1.07
n > 50	$\frac{1.07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.07}{\sqrt{n}}$

(Sumber : Soewarno dalam Triatmodjo,  
2010:241)

### 3.5.1.3 Distribusi Curah Hujan Jam-Jaman

Hal terpenting dalam pembuatan rancangan rencana adalah distribusi curah hujan. Distribusi curah hujan berbeda-beda sesuai dengan jangka waktu yang ditinjau yaitu curah hujan tahunan (jumlah curah hujan dalam setahun), curah hujan bulanan (jumlah curah hujan dalam sebulan), curah hujan harian (jumlah curah hujan dalam 24 jam).

Harga-harga yang diperoleh ini dapat digunakan untuk menentukan prospek dikemudian hari yang pada akhirnya digunakan untuk perencanaan sesuai dengan tujuan yang dimaksud.

Dalam pembahasan data hujan ada 5 buah unsur yang harus ditinjau, yaitu :

- a. Intensitas (I), adalah laju hujan = tinggi air per satuan waktu, misalnya mm/menit, mm/jam, mm/hari.
- b. Lama waktu/*duration* (t), adalah lamanya curah hujan (durasi) dalam satuan menit atau jam.
- c. Tinggi hujan (d), adalah jumlah atau banyaknya hujan yang dinyatakan dalam ketebalan air di atas permukaan datar, satuan dinyatakan dalam mm.
- d. Frekuensi, adalah frekuensi kejadian biasanya dinyatakan dengan waktu ulang (*return period*) T, misalnya sekali dalam T 10 tahun.
- e. Luas, adalah luas geografis curah hujan.

Untuk menghitung intensitas hujan digunakan rumus *Mononobe* yaitu :

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left[ \frac{24}{t} \right]^m \dots\dots\dots (3.21)$$

Dimana :

- I = intensitas curah hujan (mm/jam)  
 $R_{24}$  = curah hujan harian (24jam)  
 t = waktu konsentrasi hujan (jam)  
 m = sesuai dengan angka *Van Breen* diambil  $m=2/3$

Perhitungan rata-rata curah hujan pada jam ke t, persamaan rumus yang dipakai adalah :

$$R_t = \frac{R_{24}}{5} \left( \frac{5}{t} \right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots (3.22)$$

Untuk mencari tinggi hujan pada jam ke t, persamaan rumus yang dipakai adalah :

$$R'_t = t \cdot R_t - (t - 1)R_{(t-1)} \dots\dots\dots (3.23)$$

Untuk mencari tinggi hujan efektif, persamaan rumus yang dipakai adalah :

$$Reff = C \cdot Xt \dots\dots\dots (3.24)$$

Dimana :

$Reff$  = curah hujan efektif (mm)

$C$  = Koefisien pengaliran

$Xt$  = Tinggi curah hujan rencana (mm)

### 3.5.1.4 Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran ( $C$ ) adalah perbandingan antara air yang mengalir dipermukaan tanah (*surface run off*) dengan air hujan yang terjadi. Besar debit banjir rencana dipengaruhi oleh besar nilai koefisien pengaliran atau koefisien limpasan yang tergantung pada penggunaan lahan (*land use*), jenis tanah dan juga topografi daerah pengaliran. Rumus koefisien pengaliran yaitu :

$$C = \frac{\text{Air aliran (mm)}}{\text{Curah hujan (mm)}}$$

$$C \text{ gabungan} = \frac{C_1 A_1 + C_2 A_2 + C_3 A_3 + \dots C_n \cdot A_n}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots A_n} \dots\dots (3.25)$$

Tabel 3. 7 Koefisien Pengaliran ( $C$ )

Tipe Daerah Aliran	C
Rerumputan	0 - 0.10
Tanah Pasir, datar, 2%	0.10 - 0.15
Tanah Pasir, sedang, 2-7%	0.15 - 0.20
Tanah Pasir, curam, 7%	0.13 - 0.17
Tanah gemuk, sedang, 2-7%	0.18 - 0.22
Tanah gemuk, curam, 7%	0.25 - 0.35
Perdagangan	
Daerah kota lama	0.75 - 0.95
Daerah pinggiran	0.50 - 0.70
Perumahan	
Daerah <i>single family</i>	0.30 - 0.50
Multi unit terpisah	0.40 - 0.60
Multi unit tertutup	0.60 - 0.75
Suburban	0.25 - 0.40
Daerah apartemen	0.50 - 0.70

Tabel 3. 8 Koefisien Pengaliran (C)

Tipe Daerah Aliran	C
Industri	
Daerah ringan	0.50 - 0.80
Daerah berat	0.60 - 0.90
Taman, kuburan	0.10 - 0.25
Tempat bermain	0.20 - 0.35
Halaman kereta api	0.20 - 0.40
Daerah tidak dukerjakan	0.10 - 0.30
Jalan	
Beraspal	0.70 - 0.95
Beton	0.80 - 0.95
Batu	0.70 - 0.85
Atap	0.75 - 0.95

(Sumber : *Triatmodjo, 2010:145*)

### 3.5.1.5 Perhitungan Hidrograf Satuan Sintesis dengan Menggunakan Metode Nakayasu

Hidrograf adalah kurva yang memberi hubungan antara parameter aliran dan waktu. Parameter tersebut bisa berupa kedalaman aliran (elevasi) atau debit aliran; sehingga terdapat dua macam hidrograf yaitu hidrograf muka air dan hidrograf debit. Hidrograf muka air dapat ditransformasikan menjadi hidrograf debit dengan menggunakan *rating curve*. Untuk selanjutnya yang dimaksud dengan hidrograf adalah hidrograf debit, kecuali apabila dinyatakan lain.

Pada tahun 1932, *L.K. Sherman* mengenalkan konsep hidrograf satuan, yang banyak digunakan untuk melakukan transformasi dari hujan menjadi debit aliran. Hidrograf satuan didefinisikan sebagai hidrograf limpasan langsung (tanpa aliran dasar) yang tercatat di ujung hilir das yang ditimbulkan

oleh hujan efektif sebesar sebesar 1mm yang terjadi secara merata di permukaan *catchment area* dengan intensitas tetap dalam satu durasi tertentu.

Metode hidrograf satuan banyak digunakan untuk memperkirakan banjir rancangan. Metode ini relatif sederhana, mudah penyerapannya, tidak memerlukan data yang kompleks, dan memberikan hasil rancangan yang cukup teliti. Data yang diperlukan untuk menurunkan hidrograf satuan terukur di *catchment area* yang ditinjau adalah data hujan otomatis dan pencatatan debit di titik kontrol. Beberapa anggapan dalam penggunaan hidrograf satuan adalah sebagai berikut ini :

1. Hujan efektif mempunyai intensitas konstan selama durasi hujan efektif. Untuk memenuhi anggapan ini maka hujan deras yang dipilih adalah hujan dengan durasi singkat.
2. Hujan efektif terdistribusi secara merata pada seluruh *catchment area*. Dengan anggapan ini maka hidrograf satuan tidak berlaku untuk *catchment area* yang sangat luas, karena ini sulit untuk mendapatkan hujan yang sangat merata di seluruh *catchment area*. Penggunaan pada *catchment area* yang sangat luas dapat dilakukan dengan cara membagi *catchment area* menjadi sejumlah sub *catchment area* dilakukan analisis hidrograf satuan.

Dari data hujan dan hidrograf limpasan langsung yang tercatat setiap interval waktu tertentu (misalnya tiap jam), selanjutnya dilakukan pemilihan data untuk analisis tahap selanjutnya. Untuk penurunan hidrograf satuan, dipilih kasus banjir dengan kriteria berikut ini :

- 1) Hidrograf banjir berpuncak tunggal, Hal ini dimaksudkan untuk memudahkan analisis.

- 2) Hujan penyebab banjir terjadi merata diseluruh *catchment area*, hal ini dipilih untuk memenuhi kriteria teori hidrograf satuan.
- 3) Dipilih kasus banjir dengan debit yang memiliki puncak yang relatif cukup besar.

Berdasarkan kriteria tersebut, maka akan terdapat beberapa kasus banjir. Untuk masing-masing kasus banjir diturunkan hidrograf satuannya. Hidrograf satuan yang dianggap dapat mewakili *catchment area* yang ditinjau adalah hidrograf satuan rerata yang diperoleh dari beberapa kasus banjir tersebut.

Di daerah dimana data hidrologi tidak tersedia untuk menurunkan hidrograf satuan, maka dibuatlah hidrograf satuan sintesis yang didasarkan pada karakteristik fisik dari *catchment area*. Metode *Nakayasu* adalah salah satu dari beberapa metode yang biasa digunakan dalam perhitungan hidrograf satuan sintesis ini. Hidrograf satuan sintesis *Nakayasu* dikembangkan berdasarkan beberapa sungai di Jepang (Soemarto,1987). Bentuk HSS *Nakayasu* diberikan dalam persamaan berikut ini :

$$Q_p = \frac{1}{3,6} \left( \frac{A Re}{0,3T_p + T_{0,3}} \right) \dots\dots\dots (3.26)$$

$$T_p = t_g + 0,8T_r$$

$$t_g = 0,4 + 0,058L \quad \text{untuk } L > 15 \text{ km}$$

$$t_g = 0,21L^{0,7} \quad \text{untuk } L < 15 \text{ km}$$

$$T_{0,3} = \alpha t_g$$

$$t_r = 0,5 t_g \text{ sampai } t_g$$

Dimana :

$Q_p$  = debit puncak banjir

$A$  = luas *catchment area* (km<sup>2</sup>)

$Re$  = curah hujan efektif (1 mm)

$T_p$  = waktu dari permulaan banjir sampai puncak hidrograf (jam)

$T_{0,3}$  = waktu dari puncak banjir sampai 0,3 kali debit puncak (jam)

$T_g$  = waktu konsentrasi

$T_r$  = satuan waktu dari curah hujan (jam)

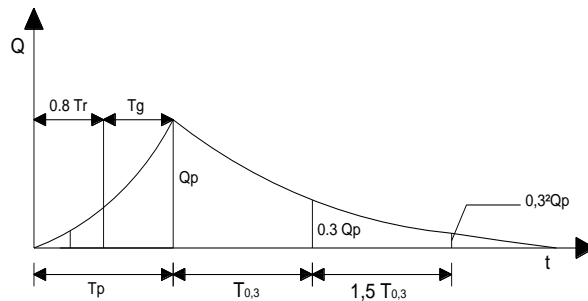
$\alpha$  = koefisien karakteristik *catchment area* biasanya diambil dua

$L$  = panjang sungai utama (km)

Bentuk hidrograf satuan diberikan oleh persamaan berikut:

1. Pada kurva naik ( $0 < t < T_p$ )

$$Q_t = Q_p \left( \frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \dots\dots\dots (3.27)$$



Gambar 3. 1 Hidrograf Satuan Sintesis Nakayasu

2. Pada kurva turun ( $T_p < t < T_p + T_{0,3}$ )

$$Q_r = Q_p \times 0,3^{(t-T_p)/T_{0,3}}$$

3. Pada kurva turun ( $T_p + T_{0,3} < t < T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$ )

$$Q_t = Q_p \times 0,3^{[(t-T_p)+(0,5T_{0,3})]/(1,5T_{0,3})}$$

4. Pada kurva turun ( $t < T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$ )

$$Q_t = Q_p \times 0,3^{\frac{[(t-T_p)+(1,5T_{0,3})]}{2T_{0,3}}}$$



### 3.5.2 Analisis Hidrolika

#### 3.5.2.1 Perhitungan Kapasitas Saluran Eksisting

Perhitungan kapasitas saluran eksisting dilakukan untuk mengetahui besarnya debit yang mampu ditampung oleh saluran. Hal ini dilakukan sebelum melakukan perencanaan dimensi eksisting sungai. Perhitungan yang dipakai adalah menggunakan persamaan kontinuitas, persamaan tersebut dinyatakan dengan rumus :

$$Q = A \times V \dots\dots\dots (3.28)$$

Dimana :

Q = Debit aliran (m<sup>3</sup>/detik)  
 A = Luas basah penampang saluran (m<sup>2</sup>)  
 V = Kecepatan aliran (m/detik)

(*Suripin, 2003:130*)

Untuk menentukan V dilakukan perhitungan dengan metode *Manning* :

$$V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (3.29)$$

Dimana :

n = koefisien kekasaran dinding dan dasar saluran  
 R = jari-jari hidrolis (R = A/P)  
 P = Keliling basah penampang saluran (m)  
 I = Kemiringan dasar saluran

(*Suripin, 2003:144*)

### **3. 6    Operasional Rumah Pompa**

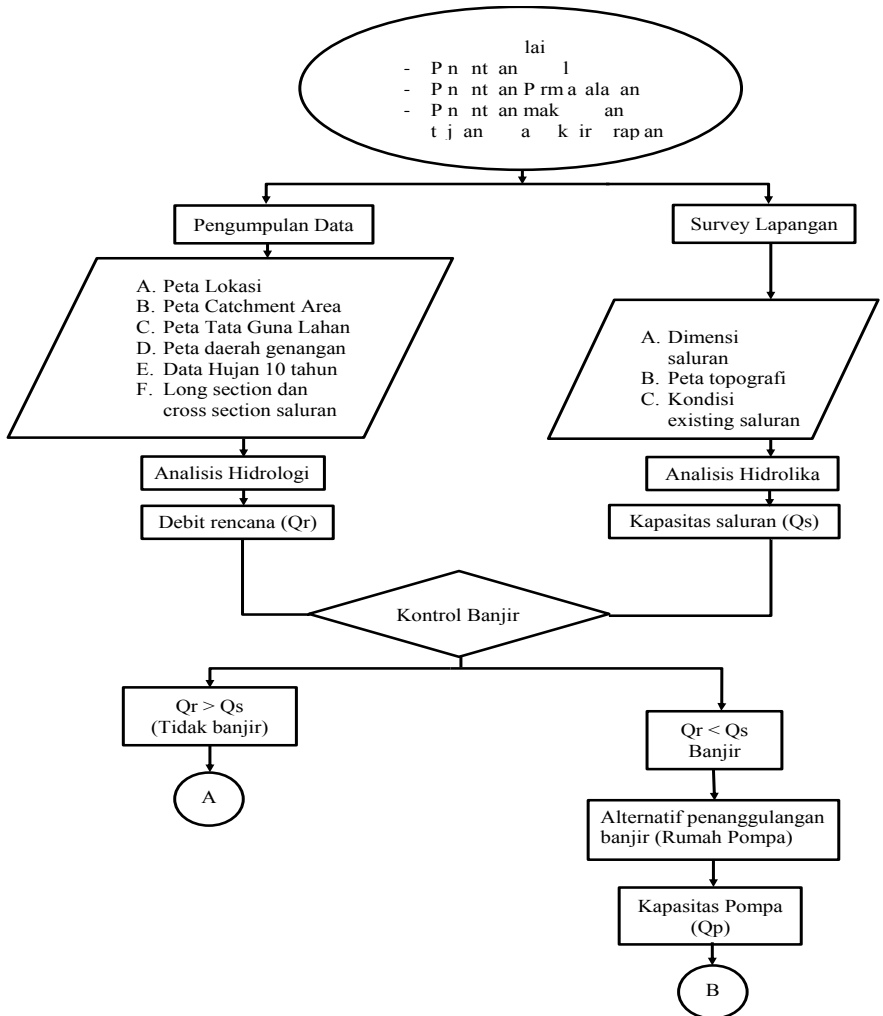
Pompa Ikan Mungsing beroperasi apabila air mencapai pada muka air dengan ketinggian tertentu yang menyebabkan banjir di daerah layanannya. Rumah Pompa Ikan Mungsing memompa air yang berasal dari Saluran Moro Krembangan. Air pada Saluran Moro Krembangan ini berasal dari pembuangan air dari Rumah Pompa Pesapen. Air yang berasal dari Saluran Moro Krembangan akan dipompa oleh Rumah Pompa Ikan Mungsing menuju ke Bozem Moro Krembangan.

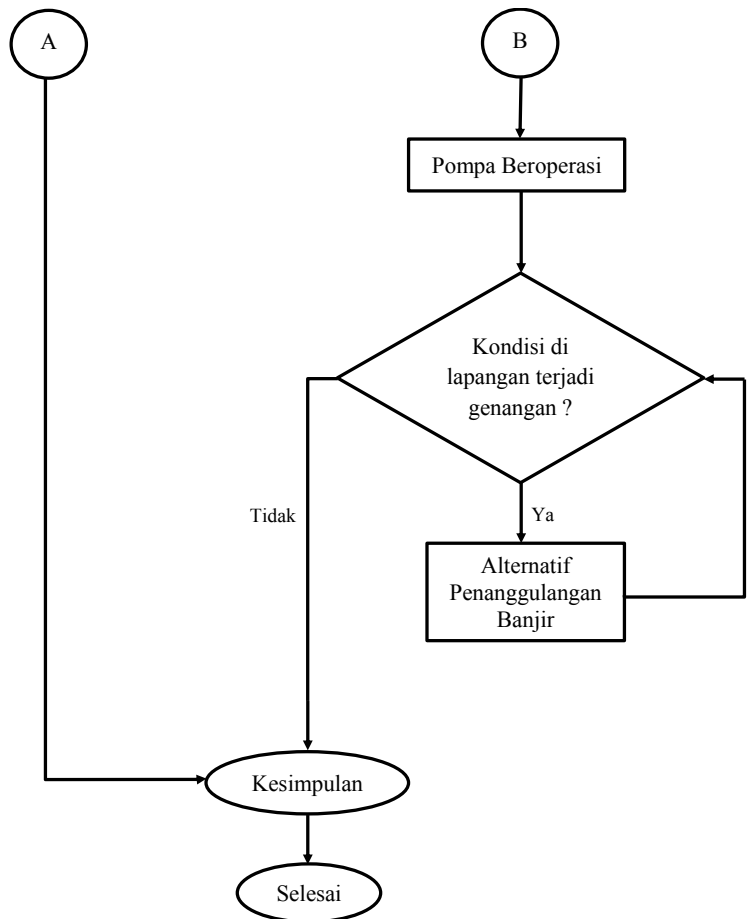
### **3. 7    Alternatif Penanggulangan Banjir**

Jika pada saat pompa sudah beroperasi tetapi kondisi di lapangan masih terjadi banjir maka akan dilakukan evaluasi kembali dan membuat alternatif yang paling tepat dalam penanggulangan banjir.

### 3.8 Flowchart

Flowchart Pengaruh Operasional Rumah Pompa Ikan  
Mungsing Terhadap Daerah Layanannya





Gambar 3. 2 Flowchart Pengaruh Operasional Rumah Pompa Ikan Mungsing

## **BAB IV**

### **ANALISIS DATA**

#### **4.1 Analisis Hidrologi**

Pada analisis ini terdapat 3 stasiun hujan yaitu stasiun hujan Perak, Gubeng, dan stasiun hujan Larangan. Untuk memperoleh data curah hujan area atau kawasan yaitu dengan mengambil harga rata-ratanya. Tujuan dari analisa hidrologi ini adalah untuk menganalisa debit rencana di daerah layanan drainase Moro Krembangan.

##### **4.1.1 Curah Hujan Harian Maksimum**

Penentuan tinggi hujan harian maksimum digunakan metode curah hujan Ekstrem. Metode ini mengambil langsung curah hujan dari data curah hujan harian terbesar (maksimum) yang ada selama setahun. Analisis curah hujan harian maksimum dapat dilihat pada tabel 4.1 berikut ini:

Tabel 4. 1 Curah Hujan Harian Maksimum Catchment Area  
Moro Krembangan

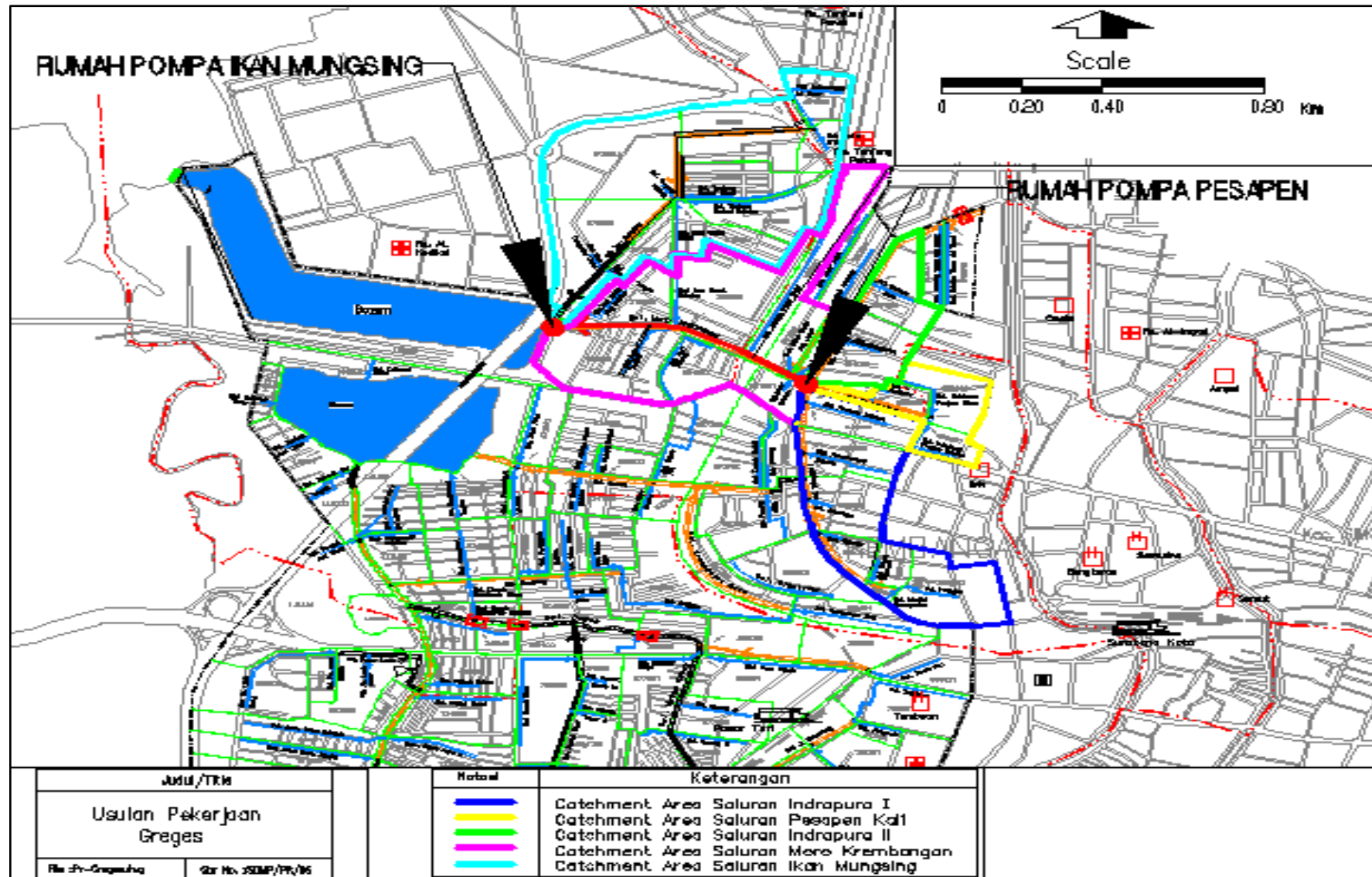
Tahun	Stasiun Hujan	
	Gubeng	Perak
2005	89	81
2006	106	95
2007	104	89
2008	98	53
2009	86	92
2010	106	109
2011	81	110
2012	70	94
2013	99	61
2014	109	103

*(Sumber: Data PSAW DPU Pengairan Jawa Timur)*

#### 4.1.2 Curah Hujan Rata-Rata Wilayah

Curah hujan yang diperlukan untuk menyusun suatu rancangan pemanfaatan air dan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata daerah (*rainfall area*). Dalam analisis ini menggunakan metode Poligon Thiesen, Hal ini disebabkan agar perhitungan menjadi lebih akurat..

Untuk pengambilan stasiun hujan yang berpengaruh digunakan metode Poligon Thiesen. Cara ini diperoleh dengan membuat poligon yang memotong tegak lurus pada tengah-tengah garis penghubung antara dua stasiun hujan. Dengan demikian tiap stasiun penakar  $R_n$  akan terletak pada suatu wilayah poligon tertutup  $A_n$ . Dalam analisis hidrologi ini diambil 2 (dua) stasiun hujan yaitu stasiun hujan Perak dan Gubeng, karena kedua stasiun tersebut yang berpengaruh terhadap *catchment area* Moro Krembangan. Seperti yang terlihat pada gambar 2.1 Peta *Catchment Area* Moro Krembangan



Gambar 4. 1 Catchment Area Saluran Sekunder Moro Krembangan

*Halaman ini sengaja dikosongkan*



Tabel 4. 2 Perhitungan Curah Hujan Rata-Rata dengan Metode Poligon Thiessen

Curah Hujan Harian Maksimum (mm)		$\sum$ Luas Catchment Area (km <sup>2</sup> )	
Luas Catchment Area (km <sup>2</sup> )	0.16	1.45	1.61
Tahun	Stasiun Hujan		Curah Hujan Rata-rata wilayah (mm)
	Gubeng	Perak	
2005	89	81	81.80
2006	106	95	96.10
2007	104	89	90.50
2008	98	53	57.49
2009	86	92	91.40
2010	106	109	108.70
2011	81	110	107.11
2012	70	94	91.61
2013	99	61	64.79
2014	109	103	103.60

(Sumber: Hasil Perhitungan)

#### 4.1.3 Analisis Frekuensi

Analisis tentang pengulangan suatu kejadian untuk menetapkan besarnya hujan atau debit periode ulang tertentu menggunakan metode perhitungan statistik disebut juga analisis frekuensi. Perhitungan analisis frekuensi dihitung sebelum menentukan distribusi yang akan digunakan dalam menghitung hujan rencana. Hujan atau debit dengan besaran tertentu akan dilampaui sekali dalam jangka waktu yang disebut periode ulang (*return period*).

Data hujan dan data debit yang kita peroleh dari pengamatan dapat dijadikan analisis. Sifat statistik dari data yang tersedia merupakan dasar analisis frekuensi yang digunakan untuk memperoleh probabilitas besarnya hujan atau debit dimasa yang akan datang.

#### 4.1.4 Perhitungan Curah Hujan Rencana

Perhitungan curah hujan rencana digunakan untuk meramal besarnya hujan dengan periode ulang tertentu. Berdasarkan curah hujan rencana tersebut kemudian dicari intensitas hujan yang digunakan untuk mencari debit banjir rencana (Sosrodarsono & Takeda, 1977).

Pengujian dispersi dilakukan untuk mendapatkan parameter-parameter yang digunakan dalam perhitungan curah hujan rencana. Pengujian dispersi dilakukan sebelum proses perhitungan distribusi probabilitas dari data yang tersedia. Setiap data hidrologi harus diuji sesuai sifat statistik masing-masing distribusinya. Pengukuran dispersi meliputi standart deviasi, koefisien kemencengan, dan pengukuran kurtosis

Sedangkan uji probabilitas yang dipakai adalah distribusi dari variabel acak kontinyu (*continous random variable*), antara lain :

1. Distribusi Normal
2. Distribusi Gumbel
3. Distribusi Log Person Type III

Persyaratan pemakaian distribusi frekuensi tersebut didasarkan pada nilai Koefisien Skewness (CS) dan Koefisien Kurtosis (CK), seperti persyaratan yang tercantum pada Tabel 4.3 :

Tabel 4. 3 Persyaratan Pemilihan Distribusi

Distribusi Frekuensi	Parameter Data Statistik	
	Koefisien Skewness (Cs)	Koefisien Kurtosis (Ck)
Gumbel	1.14	5.4
Distribusi Normal	$-0.015 \leq CS \leq 0.015$	$2.7 \leq Ck \leq 3.3$
Log Pearson Tipe III	Bebas	$1.5 Cs^2 + 3$

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4. 4 Perhitungan Parameter Statistik Distribusi

Tahun	CH ratarata	No	Ranking	$Xi - \bar{X}$	$(Xi - \bar{X})^2$	$(Xi - \bar{X})^3$	$(Xi - \bar{X})^4$
			CH ratarata (Xi)				
2005	81.80	1	108.70	19.39	376.07	7293.03	141430.88
2006	96.10	2	107.11	17.80	316.84	5639.78	100388.31
2007	90.50	3	103.60	14.29	204.20	2918.09	41699.65
2008	57.49	4	96.10	6.79	46.09	312.85	2123.83
2009	91.40	5	91.61	2.30	5.28	12.14	27.92
2010	108.70	6	91.40	2.09	4.38	9.17	19.21
2011	107.11	7	90.50	1.19	1.41	1.67	1.99
2012	91.61	8	81.80	-7.51	56.41	-423.66	3181.89
2013	64.79	9	64.79	-24.52	601.19	-14740.58	361425.95
2014	103.60	10	57.49	-31.82	1012.58	-32221.54	1025325.46
$\Sigma$		893.08	0.00	2624.46	-	31199.02	1675625.09
$\bar{X}$		89.31	0.00	262.45	-3119.90	167562.51	

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Perhitungan/Pengujian Dispersi

Standar Deviasi (S)

$$S = \frac{\sqrt{(\sum Xi - \bar{X})^2}}{n - 1}$$

Koefisien *Skewness* (Cs)

$$Cs = \frac{n}{(n - 1)(n - 2)S^3} \cdot \sum (x_i - \bar{x})^3$$

Koefisien Kurtosis (Ck)

$$Ck = \frac{10^2}{(n - 1)(n - 2)(n - 3)S^4} \cdot \sum (x_i - \bar{x})^4$$

Dimana :

$X_i$  = Data dalam sampel

$\bar{X}$  = Nilai rata-rata hitung

$N$  = Jumlah pengamatan

$S$  = Standar deviasi

Hasil Perhitungan: (*Catchment Area* Saluran  
Sekunder Moro Krembangan)

Standar Deviasi (S)

$$S = \frac{\sqrt{(\sum Xi - \bar{X})^2}}{n - 1}$$

$$S = \frac{\sqrt{2624,46}}{10 - 1}$$

$$S = 17,08$$

Koefisien Skewness (Cs)

$$Cs = \frac{n}{(n-1)(n-2)S^3} \cdot \sum (x_i - \bar{x})^3$$

$$Cs = \frac{10}{9 \times 8 \times 4979,62} \cdot -31199,02$$

$$Cs = -0,87$$

Koefisien Kurtosis (Ck)

$$Ck = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \cdot \sum (x_i - \bar{x})^4$$

$$Ck = \frac{10^2}{9 \times 8 \times 7 \times 85034,40} \cdot 1675625,09$$

$$Ck = 3,91$$

Tabel 4. 5 Rekapitulasi Perhitungan Nilai Cs dan Ck

Distribusi Frekuensi	Parameter Data Statistik		Parameter Data Statistik Hasil Hitungan		
	Koefisien Skewness (Cs)	Koefisien Kurtosis (Ck)	Cs	Ck	
Gumbel	1.14	5.4			Tidak Memenuhi
Distribusi Normal	$-0.015 \leq CS \leq 0.015$	$2.7 \leq Ck \leq 3.3$	0.87	3.91	Tidak Memenuhi
Log Pearson Tipe III	Bebas	$1.5 Cs^2 + 3$			Memenuhi

(Sumber: Hasil Perhitungan)

#### 4.1.5 Distribusi Probabilitas

Sesuai dengan Perhitungan nilai Ck dan Cs (Parameter Statistik) yang telah diketahui maka, Distribusi Probabilitas yang digunakan dalam laporan tugas akhir ini adalah Distribusi Probabilitas Log Pearson Type III.

Hasil Perhitungan Distribusi Probabilitas Log Pearson Type III :

$$\log \bar{X} = \frac{\sum \log X}{n}$$

$$\log \bar{X} = \frac{19,43}{10}$$

$$\log \bar{X} = 1,94$$

$$S \log X = \frac{\sqrt{\sum (\log X - \log \bar{X})^2}}{(n - 1)}$$

$$S \log X = \frac{\sqrt{0,08}}{(10 - 1)}$$

$$S \log X = 0,09$$

$$Cs = \frac{n \cdot \sum (\log X - \log \bar{X})^3}{(n - 1)(n - 2)(S \log \bar{X})^3}$$

$$Cs = \frac{10 \cdot (-0,01)}{(10 - 1)(10 - 2)(0,09)^3}$$

$$Cs = -1,2$$

Tabel 4. 6 Rekapitulasi Perhitungan Distribusi Probabilitas  
Log Pearson Type III

Ranking	CH Rata2 (X)	Log X	Log Xratarata	Log X- Log Xrata	(Log X- Log Xrata) <sup>2</sup>	(Log X- Log Xrata) <sup>3</sup>
1	108.70	2.04	1.94	0.09	0.01	0.00
2	107.11	2.03		0.09	0.01	0.00
3	103.60	2.02		0.07	0.01	0.00
4	96.10	1.98		0.04	0.00	0.00
5	91.61	1.96		0.02	0.00	0.00
6	91.40	1.96		0.02	0.00	0.00
7	90.50	1.96		0.01	0.00	0.00
8	81.80	1.91		-0.03	0.00	0.00
9	64.79	1.81		-0.13	0.02	0.00
10	57.49	1.76		-0.18	0.03	-0.01
$\Sigma$	893.08	19.43		0.00	0.08	-0.01
n	10					
Log Xrata2	1.94					
S log X	0.09					
Cs	-1.2					

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4. 7 Curah Hujan Rencana Untuk Periode (T) Tahun  
dengan Metode Log Pearson Type III

T	Peluang	SLogX	LogX rata- rata	K	Log XT	XT
2	0.50	0.09	1.94	0.195	1.96	91.20
5	0.20			0.844	2.02	104.71
10	0.10			1.086	2.04	109.65
25	0.04			1.282	2.06	114.81
50	0.02			1.379	2.07	117.49
100	0.01			1.449	2.08	120.23

(Sumber : Hasil Perhitungan)

#### 4.1.6 Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

Uji Kecocokan (The Goodness Of Fit Test) distribusi frekuensi dari contoh data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi frekuensi tersebut diperlukan pengujian parameter. Pengujian parameter yang dilakukan dalam analisa ini adalah Uji Parameter :

##### 1) Uji Chi-Kuadrat

Uji Chi-Kuadrat (Chi Square) ini dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan uji ini menggunakan parameter  $X^2$ , oleh karena itu disebut Chi-Kuadrat. Parameter  $X^2$  dapat dihitung dengan rumus :

$$X_h^2 = \frac{\sum(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

Dimana :

$X_h^2$  =Parameter Chi-Kuadrat terhitung

G =Jumlah sub-kelompok

$O_i$  =Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-i

$E_i$  =Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-i

Langkah-langkah perhitungan Uji Chi-Kuadrat :

- Diketahui jumlah data (n) = 10
- Diketahui  $X_i$  rata-rata = 89,31 (dari hasil perhitungan pada tabel 4.2)



- c. Dilakukan perhitungan untuk mencari Deviasi Standard (S) dengan rumus :

$$S = \frac{\sqrt{(\sum Xi - \bar{X})^2}}{n-1}$$

Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.8 berikut ini :

Tabel 4. 8 Perhitungan Deviasi Standard (S)

Tahun	CH Ratarata (Xi)	Xi-Xrata	(Xi- Xrata) <sup>2</sup>
2005	108.70	19.39	376.07
2006	107.11	17.80	316.84
2007	103.60	14.29	204.20
2008	96.10	6.79	46.09
2009	91.61	2.30	5.28
2010	91.40	2.09	4.38
2011	90.50	1.19	1.41
2012	81.80	-7.51	56.41
2013	64.79	-24.52	601.19
2014	57.49	-31.82	1012.58
$\Sigma$	893.08	0.00	2624.46
N			10
Xi Rata-rata			89.31
Deviasi Standart (S)			17.08

(Sumber: Hasil Perhitungan)

- d. Dilakukan plotting data curah hujan rata-rata beserta peringkatnya untuk mendapatkan nilai peluang dari masing-masing data tersebut dengan rumus :

$$P = \frac{m}{n + 1}$$

Hasil perhitungan seperti yang terlihat pada tabel 4.9 berikut ini :

Tabel 4. 9 Perhitungan Nilai Peluang (P)

Tahun	CH Rata2	Ranking CH Rata2	Peringkat	Peluang
2005	108.70	108.70	1	9%
2006	107.11	107.11	2	18%
2007	103.60	103.60	3	27%
2008	96.10	96.10	4	36%
2009	91.61	91.61	5	45%
2010	91.40	91.40	6	55%
2011	90.50	90.50	7	64%
2012	81.80	81.80	8	73%
2013	64.79	64.79	9	82%
2014	57.49	57.49	10	91%

(Sumber: Hasil Perhitungan)

- e. Dilakukan perhitungan Sub group atau kelompok dengan rumus:

$$G = 1 + 1,33 \ln(n)$$

$$\text{Jumlah kelas (G)} = 1 + 1,33 \ln(10)$$

$$G = 4,062 \sim 4 \text{ sub kelompok}$$

- f. Derajat Kebebasan

$$DK = G - R - 1$$

$$DK = 4 - 2 - 1$$

$$DK = 1$$

- g. Interval Peluang (P) =  $1/G = 1/4 = 0,25$

- h. Perhitungan untuk menentukan nilai Chi Kuadrat Hitung untuk Distribusi *Log Pearson Type III* dengan menentukan nilai batas seperti yang terlihat pada tabel berikut:

Tabel 4. 10 Perhitungan Chi Kuadrat Hitung

No	Nilai Batas					O <sub>i</sub>	E <sub>i</sub>	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$	X <sup>2</sup>
1	Batas 1		X	≤	1.89	2	2.5	0.250	0.100
2	Batas 2	1.89	<	X	≤	1.95	1	2.5	0.900
3	Batas 3	1.95	<	X	≤	2.00	4	2.5	0.900
4	Batas 4	2.00	≤	X	-		3	2.5	0.100
Σ						10	10		2

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Dari tabel diatas diketahui nilai Chi Kuadrat Hitung adalah 2

- i. Menentukan nilai Chi Kuadrat teoritis dengan diketahui  $\alpha = 5\%$  , Dk=1

Maka dapat diketahui nilai Chi Kuadrat Teoritis adalah 3,841

- j. Persyaratan agar distribusi Log Pearson Type III dapat diterima apabila:

Chi Kuadrat Hitung < Chi Kuadrat Teoritis.  
Sehingga,

Chi Kuadrat Hitung < Chi Kuadrat Teoritis  
= 2 < 3,841

Kesimpulan : Distribusi Log Pearson Type III dapat diterima.

## 2) Uji Smirnov-Kolmogorov

Maksud dari uji kesesuaian terhadap data curah hujan adalah untuk mengetahui kebenaran suatu hipotesa, dalam hal ini distribusi hujan tersebut

mengikuti pola distribusi *Log Pearson Type III*. Dengan Uji Smirnov-Kolmogorov dapat diketahui :

- a Kebenaran antara hasil pengamatan dengan metode distribusi yang diperoleh secara teoritis
- b Kebenaran hipotesa diterima atau ditolak

Langkah-langkah perhitungan Uji *Smirnov-Kolmogorov* :

- a Diketahui Jumlah data ( $n$ ) = 10
- b Diketahui  $\alpha = 5\%$
- c Diketahui  $\bar{X}$  rata-rata = 89,31 (dari hasil perhitungan pada tabel 4.2)
- d Dilakukan perhitungan untuk mencari  $D_{\max}$ . Berikut adalah hasil perhitungan untuk mencari  $D_{\max}$  seperti yang terlihat pada tabel 4.11 sebagai berikut :

Tabel 4. 11 Perhitungan  $D_{\max}$

x	m	$P(x)=m/(n+1)$	$P(x<)$	$f(t)$	$P'(x)=m/(n-1)$	$P'(x<)$	D
1	2	3	4 = nilai 1-3	5	6	7 = nilai 1-6	8
108.70	1	0.09	0.91	1.14	0.11	0.89	0.02
107.11	2	0.18	0.82	1.04	0.22	0.78	0.04
103.60	3	0.27	0.73	0.84	0.33	0.67	0.06
96.10	4	0.36	0.64	0.40	0.44	0.56	0.08
91.61	5	0.45	0.55	0.13	0.56	0.44	0.10
91.40	6	0.55	0.45	0.12	0.67	0.33	0.12
	7	0.64	0.36	0.07	0.78	0.22	0.14

Lanjutan Tabel 4.11 Perhitungan Dmax

81.80	8	0.73	0.27	- 0.44	0.89	0.11	0.16
64.79	9	0.82	0.18	- 1.44	1.00	0.00	0.18
57.49	10	0.91	0.09	- 1.86	1.11	-0.11	0.20

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Dari tabel diatas diperoleh nilai Dmax adalah 0,20

- e Dilakukan perhitungan untuk mencari  $D_{0 \text{ kritis}}$  dengan cara melihat tabel berikut :

Tabel 4. 12 Perhitungan D0 Kritis

n	$\alpha$			
	0.2	0.1	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.3	0.34	0.4
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.2	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.18	0.18	0.2	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
n > 50	$1.07/\sqrt{n}$	$1.07/\sqrt{n}$	$1.07/\sqrt{n}$	$1.07/\sqrt{n}$

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Dari tabel diatas didapat nilai  $D_{0 \text{ kritis}}$  adalah 0,41

f Persyaratan agar distribusi *Log Pearson Type III* dapat diterima apabila nilai  $D_{\max} < D_{0 \text{ kritis}}$ . Sehingga,

$$D_{\max} < D_{0 \text{ kritis}} = 0,20 < 0,41$$

Kesimpulan : Distribusi *Log Pearson Type III* dapat diterima.

#### 4.1.7 Koefisien Pengaliran (C)

Dalam perhitungan debit banjir rencana perlu dihitung terlebih dahulu nilai koefisien pengaliran yang besarnya tergantung pada tata guna lahan.

Karena daerah aliran saluran Moro Krembangan penggunaan lahannya bervariasi, maka nilai koefisien pengalirannya berdasarkan penggunaan lahan rencana gabungan dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$C_{gab} = \frac{\Sigma(A \times C)}{\Sigma A}$$

Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel berikut ini:

Tabel 4. 13 Perhitungan Cgab Sal.Moro Krembangan

Tipe Daerah Aliran	Luas (A)		Koefisien Pengaliran (C)	C Gabungan
Rerumputan	0.0510	km <sup>2</sup>	0.15	0.70
Perdagangan	0.0019	km <sup>2</sup>	0.60	
Perumahan	0.3900	km <sup>2</sup>	0.68	
Industri	0.0222	km <sup>2</sup>	0.65	
Taman, Kuburan	0.0350	km <sup>2</sup>	0.18	
Jalan beraspal	0.0380	km <sup>2</sup>	0.83	
Atap	0.3880	km <sup>2</sup>	0.83	

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4. 14 Perhitungan Cgab Sal.Indrapura I

Tipe Daerah Aliran	Luas (A)		Koefisien Pengaliran (C)	C Gabungan
Rerumputan	0.0088	km <sup>2</sup>	0.15	0.73
Perdagangan	0.0012	km <sup>2</sup>	0.60	
Perumahan	0.2650	km <sup>2</sup>	0.68	
Industri	0.0122	km <sup>2</sup>	0.65	
Taman, Kuburan	0.0065	km <sup>2</sup>	0.18	
Jalan beraspal	0.0170	km <sup>2</sup>	0.83	
Atap	0.2580	km <sup>2</sup>	0.83	

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4. 15 Perhitungan Cgab Sal.Indrapura II

Tipe Daerah Aliran	Luas (A)		Koefisien Pengaliran (C)	C Gabungan
Rerumputan	0.0020	km <sup>2</sup>	0.15	0.74
Perdagangan	0.0005	km <sup>2</sup>	0.60	
Perumahan	0.0980	km <sup>2</sup>	0.68	
Industri	0.0000	km <sup>2</sup>	0.65	
Taman, Kuburan	0.0075	km <sup>2</sup>	0.18	
Jalan beraspal	0.0170	km <sup>2</sup>	0.83	
Atap	0.1120	km <sup>2</sup>	0.83	

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 4. 16 Perhitungan Cgab Sal.Pesapen Kali

Tipe Daerah Aliran	Luas (A)		Koefisien Pengaliran (C)	C Gabungan
Rerumputan	0.0009	km <sup>2</sup>	0.15	0.72
Perdagangan	0.0008	km <sup>2</sup>	0.60	
Perumahan	0.0770	km <sup>2</sup>	0.68	
Industri	0.0000	km <sup>2</sup>	0.65	
Taman, Kuburan	0.0098	km <sup>2</sup>	0.18	
Jalan beraspal	0.0078	km <sup>2</sup>	0.83	
Atap	0.0790	km <sup>2</sup>	0.83	

(Sumber: Hasil Perhitungan)



Tabel 4. 17 Perhitungan Cgab Sal. Ikan Mungsing

Tipe Daerah Aliran	Luas (A)		Koefisien Pengaliran (C)	C Gabungan
Rerumputan	0.0498	km <sup>2</sup>	0.15	0.63
Perdagangan	0.0019	km <sup>2</sup>	0.60	
Perumahan	0.3150	km <sup>2</sup>	0.68	
Industri	0.0122	km <sup>2</sup>	0.65	
Taman, Kuburan	0.1970	km <sup>2</sup>	0.18	
Jalan beraspal	0.1900	km <sup>2</sup>	0.83	
Atap	0.3280	km <sup>2</sup>	0.83	

(Sumber: Hasil Perhitungan)

#### 4.1.8 Debit Rencana (Metode Rasional)

Perhitungan debit banjir rencana dengan Metode Rasional (*Rational Formula*) ini dimaksudkan untuk mengetahui berapa besar debit rencana pada saluran sekunder Moro Krembangan yang nantinya pada saat di hulu akan dipompa melalui Rumah Pompa Ikan Mungsing ke Bozem Moro Krembangan. Berikut adalah perumusanya :

$$Q_r = 0,278 \times \beta \times C \text{ gabungan} \times I_t \times A$$

Dimana :

- $Q_r$  = Debit rencana (m<sup>3</sup>/det)
- $\beta$  = Koefisien penyebaran hujan
- $C$  = Koefisien pengaliran
- $I_t$  = Intensitas hujan (mm/jam)
- $A$  = Luas daerah pengaliran

1. Perhitungan Debit banjir rencana Saluran Moro Krembangan menggunakan Metode Rasional :

Panjang Saluran (L) = 1.15 km = 1150 m

Lo1 = 44513.08 cm

= 445.13 m

Lo2 = 120002.58 cm

= 1200.03 m

Beda tinggi saluran (H) = 91.00 cm

= 0,91 m

Beda tinggi lahan(H) = 0.01 m

Luas Lahan (A) = 0.93 km<sup>2</sup>  $\beta = 1$

R24 (T=5TH) = 104.71 mm

R24 (T=10T) = 109.65 mm

Kemiringan Rata-Rata (Io) = 0.00079

C = 0.70

V = 0.991604817 m/det

to1 = 33.40286127 menit

to2 = 71.68444759 menit

tf = 1159.736198 det

= 19.32893664 menit

tc = 52.7317979 menit

= 0.878863298 jam

It = 39.56430368 mm/jam

Qr5 = 7.131 m<sup>3</sup>/det

It = 41.43086523 mm/jam

Qr10 = 7.468 m<sup>3</sup>/det

2. Perhitungan Debit banjir rencana Saluran Indrapura I menggunakan Metode Rasional :

Panjang Saluran (L) = 1.340 km = 1340 m

Lo1 = 33355.4929 cm

= 333.554929 m

Lo2 = 0 cm

= 0 m

$$\begin{aligned}
\text{Beda tinggi saluran (H)} &= 16 \text{ cm} \\
&= 0.16 \text{ m} \\
\text{Beda tinggi lahan(H)} &= 0.04 \text{ m} \\
\text{Luas Lahan (A)} &= 0.57 \text{ km}^2 \quad \beta = 1 \\
\text{R24 (T=5TH)} &= 104.71 \text{ mm} \\
\text{R24 (T=10T)} &= 109.65 \text{ mm} \\
\text{Kemiringan Rata-Rata (Io)} &= 0.000105 \\
C &= 0.73 \\
V &= 0.3188171 \text{ m/det} \\
t_{o1} &= 58.18710072 \text{ menit} \\
t_{o2} &= 0 \text{ menit} \\
t_f &= 4203.036789 \text{ det} \\
&= 70.05061315 \text{ menit} \\
t_c &= 128.2377139 \text{ menit} \\
&= 2.137295231 \text{ jam} \\
I_t &= 21.87802266 \text{ mm/jam} \\
Q_{r5} &= 2.525 \text{ m}^3/\text{det} \\
I_t &= 22.91018227 \text{ mm/jam} \\
Q_{r10} &= 2.644 \text{ m}^3/\text{det}
\end{aligned}$$

3. Perhitungan Debit banjir rencana Saluran Indrapura II menggunakan Metode Rasional :

$$\begin{aligned}
\text{Panjang Saluran (L)} &= 0.967 \text{ km} = 967 \\
L_{o1} &= 51889.8073 \text{ cm} \\
&= 518.898073 \text{ m} \\
L_{o2} &= 0 \text{ cm} \\
&= 0 \text{ m} \\
\text{Beda tinggi saluran (H)} &= 16 \text{ cm} \\
&= 0.16 \text{ m} \\
\text{Beda tinggi lahan(H)} &= 0.04 \text{ m} \\
\text{Luas Lahan (A)} &= 0.24 \text{ km}^2 \quad \beta = 1 \\
\text{R24 (T=5TH)} &= 104.71 \text{ mm} \\
\text{R24 (T=10TH)} &= 109.65 \text{ mm} \\
\text{Kemiringan Rata-Rata (Io)} &= 0.0000771
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C &= 0.74 \\
 V &= 0.387747139 \text{ m/det} \\
 to1 &= 92.07914787 \text{ menit} \\
 to2 &= 0 \text{ menit} \\
 tf &= 2493.893323 \text{ det} \\
 &= 41.56488872 \text{ menit} \\
 tc &= 133.6440366 \text{ menit} \\
 &= 2.22740061 \text{ jam} \\
 It &= 21.28394802 \text{ mm/jam} \\
 Qr5 &= 1.055 \text{ m}^3/\text{det} \\
 It &= 22.28808041 \text{ mm/jam} \\
 Qr10 &= 1.105 \text{ m}^3/\text{det}
 \end{aligned}$$

4. Perhitungan Debit banjir rencana Saluran  
Pesapen Kali menggunakan Metode Rasional :

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang Saluran (L)} &= 0.550 \text{ km} = 550 \text{ m} \\
 Lo1 &= 32414.888 \text{ cm} \\
 &= 324.14888 \text{ m} \\
 Lo2 &= 0 \text{ cm} \\
 &= 0 \text{ m} \\
 \text{Beda tinggi saluran (H)} &= 30 \text{ cm} \\
 &= 0.3 \text{ m} \\
 \text{Beda tinggi lahan(H)} &= 0.025000 \text{ m} \\
 \text{Luas Lahan (A)} &= 0.18 \text{ km}^2 \quad \beta = 1 \\
 R24 (T=5TH) &= 104.71 \text{ mm} \\
 R24 (T=10TH) &= 109.65 \text{ mm} \\
 \text{Kemiringan Rata-Rata (Io)} &= 0.000077 \\
 C &= 0.72 \\
 V &= 0.793209004 \text{ m/det} \\
 to1 &= 64.08223272 \text{ menit} \\
 to2 &= 0 \text{ menit} \\
 tf &= 693.3859765 \text{ det} \\
 &= 11.55643294 \text{ menit} \\
 tc &= 75.63866566 \text{ menit} \\
 &= 1.260644 \text{ jam}
 \end{aligned}$$

$$It = 31.10685 \text{ mm/jam}$$

$$Qr5 = 1.147 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$It = 32.57440436 \text{ mm/jam}$$

$$Qr10 = 1.201 \text{ m}^3/\text{det}$$

5. Perhitungan Debit banjir rencana Saluran Ikan Mungsing menggunakan Metode Rasional :

$$\text{Panjang Saluran (L)} = 1.817 \text{ km} = 1817.101 \text{ m}$$

$$Lo1 = 60313.4919 \text{ cm}$$

$$= 603.134919 \text{ m}$$

$$Lo2 = 0 \text{ cm}$$

$$= 0 \text{ m}$$

$$\text{Beda tinggi saluran (H)} = 10 \text{ cm}$$

$$= 0.1 \text{ m}$$

$$\text{Beda tinggi lahan(H)} = 0.025000 \text{ m}$$

$$\text{Luas Lahan (A)} = 1.10 \text{ km}^2 \quad \beta = 1$$

$$R24 (T=5TH) = 104.71 \text{ mm}$$

$$R24 (T=10TH) = 109.65 \text{ mm}$$

$$\text{Kemiringan Rata-Rata (Io)} = 0.000041$$

$$C = 0.63$$

$$V = 0.200311144 \text{ m/det}$$

$$to1 = 131.2823749 \text{ menit}$$

$$to2 = 0 \text{ menit}$$

$$tf = 9071.390572 \text{ det}$$

$$= 151.1898429 \text{ menit}$$

$$tc = 282.4722177 \text{ menit}$$

$$= 4.707870296 \text{ jam}$$

$$It = 12.9231411 \text{ mm/jam}$$

$$Qr5 = 2.492 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$It = 13.53282802 \text{ mm/jam}$$

$$Qr10 = 2.609 \text{ m}^3/\text{det}$$

Maka dari hasil perhitungan diatas dapat diketahui debit total air yang masuk ke dalam

Saluran Moro Krembangan seperti yang terlihat pada tabel berikut ini :

Tabel 4. 18 Debit Total Saluran Moro Krembangan

<b>Debit total yang masuk saluran Moro Krembangan</b>			
Qr5	=	14.350	m <sup>3</sup> /det
Qr10	=	15.028	m <sup>3</sup> /det

(Sumber: Hasil Perhitungan)

#### 4.1.9 Debit Rencana (Metode HSS Nakayasu)

Disekitar stasiun pencatat hujanyang terdapat pada daerah aliran tersebut. Waktu terjadinya hujan terpusat menurut pengamatan adalah selama 5 jam setiap hari. Metode yang digunakan untuk memperoleh distribusi curah hujan menggunakan metode Unit Hidrograf Nakayasu. Sehingga perumusan perhitungan rata-rata sampai jam ke (t) dengan menganggap sebagai hujan terpusat selama 5 jam. Adapun perumusanya sebagai berikut :

$$R_t = \frac{R_{24}}{t} \times \left( \frac{T}{t} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$R_t = t \times r_t - (t - 1) \times R_{(t-1)}$$

Dimana :

R<sub>t</sub> = Rata-rata hujan dari permulaan sampai jam ke t (mm)

R<sub>24</sub> = Tinggi hujan harian dalam 24 jam (mm)

t = Waktu hujan (jam)

T = Lama waktu hujan waktu terpusat (jam)

R<sub>t</sub> = Tinggi hujan rata-rata pada jam (t) (mm)

R<sub>(t-1)</sub> = Rata-rata tinggi hujan dari permulaan sampai jam ke (t-1) (mm)

Perhitungan tinggi hujan efektif, menggunakan rumus sebagai berikut :

$$Reff = C \times Xt$$

Dimana :

$Reff$  = Tinggi hujan efektif (mm)

$Xt$  = Tinggi hujan rencana (mm)

$C$  = Koefisien pengaliran rata-rata

Hujan terpusat selama 5 jam

$$Rt = \frac{R_{24}}{5} \times \left(\frac{5}{1}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.585$$

$$Rt = \frac{R_{24}}{5} \times \left(\frac{5}{2}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.368$$

$$Rt = \frac{R_{24}}{5} \times \left(\frac{5}{3}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.281$$

$$Rt = \frac{R_{24}}{5} \times \left(\frac{5}{4}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.232$$

$$Rt = \frac{R_{24}}{5} \times \left(\frac{5}{5}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.200$$

Berdasarkan pengamatan maka curah hujan jam ke t, dapat ditabelkan sebagai berikut :

Tabel 4. 19 Rata-rata Hujan Harian Sampai Jam ke t

No.	t (jam)	Rt (mm)
1	1	0.585
2	2	0.368
3	3	0.281
4	4	0.232
5	5	0.200

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Distribusi Hujanya :

$$Rt = Rt1 = 0.585R_{24}$$

$$R_t = (2R_{t2} - 1R_{t3}) = 0.151R_{24}$$

$$R_t = (3R_{t3} - 2R_{t2}) = 0.107R_{24}$$

$$R_t = (4R_{t4} - 3R_{t3}) = 0.085R_{24}$$

$$R_t = (5R_{t5} - 4R_{t4}) = 0.072R_{24}$$

Dari hasil perhitungan daerah jam-jaman dapat dilihat dalam tabel 4.15 berikut ini:

Tabel 4. 20 Rata-rata Hujan Pada Jam ke t

No.	t (jam)	R <sub>t</sub> (mm)	t × R <sub>t</sub>	(t-1) × R <sub>(t-1)</sub>	R' <sub>t</sub> (mm)
1	1	0.585	0.585	0.000	0.585
2	2	0.368	0.737	0.585	0.152
3	3	0.281	0.843	0.737	0.107
4	4	0.232	0.928	0.843	0.085
5	5	0.200	1.000	0.928	0.072

(Sumber : Hasil Perhitungan)

#### Tinggi Hujan Efektif

Besarnya curah hujan efektif dinyatakan dalam rumus :

$$Reff = C \times X_t$$

Maka besarnya curah hujan efektif dapat ditentukan lewat perhitungan sebagai berikut :

Diketahui :

- i. Koefisien pengaliran  $C = 0.70$
- ii. Hujan jam-jaman untuk periode ulang 5 tahun
- iii. Waktu 0-1 jam
- iv. Curah hujan rencana  $X_t = 104.71$  (mm)



Maka curah hujan efektif adalah :

$$\begin{aligned} \text{Reff} &= C \times X_t \\ &= 0.70 \times 104.71 \\ &= 73.30 \text{ mm} \end{aligned}$$

Perhitungan tinggi curah hujan efektif masing-masing periode, untuk selanjutnya dapat dicari dan dilihat dalam table 4.13 berikut ini :

Tabel 4. 21 Tinggi Curah Hujan Efektif Untuk Curah Hujan Rencana dengan Periode Ulang (T) Tahun Metode Log Pearson Type III

Periode Ulang	Curah Hujan Rencana	C	Curah Hujan efektif
2	91.20	0.70	63.84
5	104.71	0.70	73.30
10	109.65	0.70	76.76
25	114.81	0.70	80.37

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Tabel 4. 22 Distribusi Curah Hujan Rencana Efektif Jam-jaman

Waktu Hujan (jam)	Ratio (Rt) %	Hujan Jam-jaman			
		2th	5th	10th	25th
1	0.585	37.334	42.864	44.887	46.999
2	0.152	9.704	11.141	11.667	12.216
3	0.107	6.807	7.815	8.184	8.569
4	0.085	5.419	6.222	6.515	6.822
5	0.072	4.576	5.254	5.502	5.761

(Sumber : Hasil Perhitungan)

#### 4.1.10 Debit Rencana (Metode HSS Nakayasu)

Diketahui Catchment Area Sal. Sekunder Moro Krembangan :

Panjang Saluran = 5.80 km

Luas Catchment Area = 1.92 km<sup>2</sup>

Koefisien Pengaliran = 0.70

Hujan Satuan (R<sub>0</sub>) = 1 mm

$\alpha = 2$  , karena untuk daerah pengaliran biasa.

1. Tenggang waktu antara hujan sampai debit puncak (tg) dikarenakan  $L < 15$ , maka:  

$$\begin{aligned} tg &= 0.21 \times L^{0.7} \\ &= 0.21 \times 1.92^{0.7} \\ &= 0.721 \text{ jam} \end{aligned}$$
2. Satuan waktu hujan (tr) karena  $0 < tr < 1$ , maka diasumsikan  $tr = 0.5 \text{ tg}$   

$$\begin{aligned} Tr &= 0.5 \times tg \\ &= 0.5 \times 0.721 \\ &= 0.360 \text{ jam} \end{aligned}$$
3. Waktu awal hujan sampai puncak banjir  

$$\begin{aligned} Tp &= tg + 0.8(Tr) \\ Tp &= 0.721 + 0.8(0.360) \\ Tp &= 1.009 \text{ jam} \end{aligned}$$
4. Penurunan debit puncak sampai 30%(T<sub>0,3</sub>)  

$$\begin{aligned} T_{0,3} &= \alpha \times tg \\ &= 2 \times 0.721 \\ &= 1.442 \text{ jam} \end{aligned}$$

5. Debit Puncak ( $Q_p$ )

$$Q_p = \frac{C \times A \times R_0}{3.6 \times (0.3T_p + T_{0.3})}$$

$$Q_p = \frac{0.70 \times 1.92 \times 1}{3.6 \times (0.3 \times (1.009) + 1.442)}$$

$$Q_p = 0.214 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Syarat untuk persamaan lengkung hidrograf Nakayasu :

## 1. Untuk lengkung naik

$$t \leq T_p$$

$$t \leq 1.009 \text{ jam}$$

## 2. Untuk lengkung turun I

$$T_p \leq t \leq T_p + T_{0.3}$$

$$1.009 \leq t \leq 1.009 + 1.442$$

$$1.009 \text{ jam} \leq t \leq 2.451 \text{ jam}$$

## 3. Untuk lengkung turun II

$$T_p + T_{0.3} \leq t \leq T_p + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3}$$

$$1.009 + 1.442 \leq t \leq 1.009 + 1.442 + (1.50 \times 1.442)$$

$$2.451 \text{ jam} \leq t \leq 4.614 \text{ jam}$$

## 4. Untuk lengkung turun III

$$t \leq T_p + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3}$$

$$t \leq 4.614 \text{ jam}$$

Dari persamaan diatas, maka hasil waktu lengkung hidrograf setelah dimasukkan dalam persamaan hidrograf satuan nakayasu dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel 4. 23 Waktu Lengkung Hidrograf Nakayasu Catchment  
Area sal. Sekunder Moro Krembangan

No	Karakteristik	Notasi	Awal (jam)		Akhir (jam)	
			Notasi	Nilai	Notasi	Nilai
1	Lengkung naik	Qd0	0	0	Tp	1.009
2	Lengkung turun tahap I	Qd1	Tp	0.324	Tp + T0.3	2.451
3	Lengkung turun tahap II	Qd2	Tp + T0.3	0.787	Tp + 2.5 T0.3	4.614
4	Lengkung turun tahap III	Qd3	Tp + 2.5 T0.3	4.614	24	24

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Keterangan :

tg	=	0.232	jam
tr	=	0.116	jam
Tp	=	0.324	jam
T0.3	=	0.463	jam
Qp	=	0.337	m <sup>3</sup> /detik

Tabel 4. 24 Persamaan Lengkung Hidrograf Nakayasu

No	Karakteristik	Notasi	Persamaan
1	Lengkung naik	Qd0	$Q_p \cdot (t/T_p)^{2.4}$
2	Lengkung turun tahap I	Qd1	$Q_p \times 0.3^{((t-T_p)/T_{0.3})}$
3	Lengkung turun tahap II	Qd2	$Q_p \times 0.3^{[(t-T_p)+(0.5T_{0.3})]/(1.5T_{0.3})}$
4	Lengkung turun tahap III	Qd3	$Q_p \times 0.3^{[(t-T_p)+(1.5T_{0.3})]/(2T_{0.3})}$

Tabel 4. 25 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

t (jam)	Notasi	Persamaan	Qt (m <sup>3</sup> /detik)
0.00	Qd0	$Q_p \times (t/T_p)^{2.4}$	0.000
0.20			0.004
0.40			0.023
0.80			0.123
1.01			0.214
1.01	Qd1	$Q_p \times 0.3^{((t-T_p)/T_{0.3})}$	0.214
1.20			0.182
1.40			0.154
1.80			0.111
2.00			0.094
2.20			0.079
2.45			0.064
2.45	Qd2	$Q_p \times 0.3^{[(t-T_p)+(0.5T_{0.3})]/(1.5T_{0.3})}$	0.064
2.60			0.059
2.80			0.053
3.00			0.047
3.20			0.042
3.40			0.038
3.60			0.034
3.80			0.030
4.00			0.027
4.20			0.024
4.61			0.019
4.61	Qd4	$Q_p \times 0.3^{[(t-T_p)+(1.5T_{0.3})]/(2T_{0.3})}$	0.019
4.80			0.018
5.00			0.016
5.20			0.015
5.40			0.014
5.60			0.013
5.80			0.012
6.00			0.011
6.20			0.010
6.40			0.009

Lanjutan tabel 4.25 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

t (jam)	Notasi	Persamaan	Qt (m³/detik)
6.60			0.008
6.80			0.008
7.00			0.007
7.20			0.007
7.40			0.006
7.60			0.006
7.80			0.005
8.00			0.005
8.20			0.004
8.40			0.004
8.60			0.004
8.80			0.003
9.00			0.003
9.20			0.003
9.40			0.003
9.60			0.002
9.80	Qd4	$Qp \times 0.3^{[(t-Tp)/(1.5T0.3)]/(2T0.3)}$	0.002
10.00			0.002
10.20			0.002
10.40			0.002
10.60			0.002
10.80			0.001
11.00			0.001
11.20			0.001
11.40			0.001
11.60			0.001
11.80			0.001
12.00			0.001
12.20			0.001
12.40			0.001
12.60			0.001
12.80			0.001
13.00			0.001

Lanjutan tabel 4.25 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

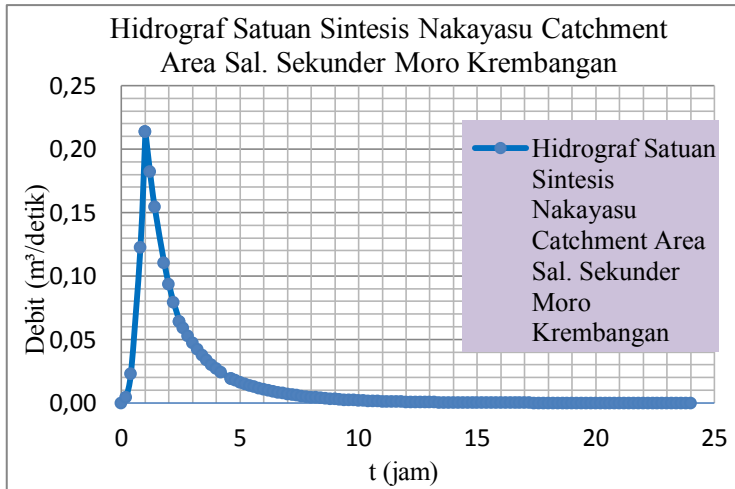
t (jam)	Notasi	Persamaan	Qt (m <sup>3</sup> /detik)
13.20			0.001
13.40			0.000
13.60			0.000
13.80			0.000
14.00			0.000
14.20			0.000
14.40			0.000
14.60			0.000
14.80			0.000
15.00			0.000
15.20			0.000
15.40			0.000
15.60			0.000
15.80			0.000
16.00			0.000
16.20			0.000
16.40	Qd4	$Q_p \times 0.3^{[(t-T_p)/(1.5T_{0.3})]}$	0.000
16.60			0.000
16.80			0.000
17.00			0.000
17.20			0.000
17.40			0.000
17.60			0.000
17.80			0.000
18.00			0.000
18.20			0.000
18.40			0.000
18.60			0.000
18.80			0.000
19.00			0.000
19.20			0.000
19.40			0.000
19.60			0.000

Lanjutan tabel 4.25 Unit Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

t (jam)	Notasi	Persamaan	Qt (m <sup>3</sup> /detik)
19.80			0.000
20.00			0.000
20.20			0.000
20.40			0.000
20.60			0.000
20.80			0.000
21.00			0.000
21.20			0.000
21.40			0.000
21.60			0.000
21.80	Qd4	$Qp \times 0.3^{[(t-Tp)/(1.5T0.3)]/(2T0.3)}$	0.000
22.00			0.000
22.20			0.000
22.40			0.000
22.60			0.000
22.80			0.000
23.00			0.000
23.20			0.000
23.40			0.000
23.60			0.000
23.80			0.000
24.00			0.000

(Sumber: Hasil Perhitungan)





Setelah didapatkan hidrograf satuannya, besar hidrograf banjir  $Q$  ( $m^3/det$ ) bisa dihitung dengan mengalikan besar hidrograf satuan metode nakayasu  $Q_t$  ( $m^3/det$ ). Perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada tabel berikut ini :

Tabel 4. 26 Hidrograf banjir  $Q_5$  Catchment Area Sal.  
Sekunder Moro Krembangan

t (jam)	$Q_t$ ( $m^3/detik$ )	R1	R2	R3	R4	R5	Q ( $m^3/detik$ )
		42.864	11.141	7.815	6.222	5.254	
0.00	0.000	0					0
0.20	0.004	0.189	0				0.189
0.40	0.023	0.995	0.259	0			1.254
0.80	0.123	5.252	1.365	0.958	0		7.575
1.01	0.214	9.167	2.383	1.671	1.331	0	14.552
1.20	0.182	7.822	2.033	1.426	1.135	0.959	13.376
1.40	0.154	6.619	1.720	1.207	0.961	0.811	11.318
1.80	0.111	4.740	1.232	0.864	0.688	0.581	8.104
2.00	0.094	4.011	1.042	0.731	0.582	0.492	6.858
2.20	0.079	3.394	0.882	0.619	0.493	0.416	5.803
2.45	0.064	2.752	0.715	0.502	0.399	0.337	4.706
2.60	0.059	2.533	0.658	0.462	0.368	0.310	4.331

Lanjutan tabel 4.26 Hidrograf banjir Q5 Catchment Area Sal. Sekunder Moro Krembangan

t (jam)	Qt (m <sup>3</sup> /detik)	R1	R2	R3	R4	R5	Q (m <sup>3</sup> /detik)
		42.864	11.141	7.815	6.222	5.254	
2.80	0.053	2.266	0.589	0.413	0.329	0.278	3.875
3.00	0.047	2.027	0.527	0.370	0.294	0.248	3.467
3.20	0.042	1.814	0.471	0.331	0.263	0.222	3.101
3.40	0.038	1.623	0.422	0.296	0.236	0.199	2.775
3.60	0.034	1.452	0.377	0.265	0.211	0.178	2.482
3.80	0.030	1.299	0.338	0.237	0.188	0.159	2.221
4.00	0.027	1.162	0.302	0.212	0.169	0.142	1.987
4.20	0.024	1.039	0.270	0.190	0.151	0.127	1.777
4.61	0.019	0.825	0.215	0.151	0.120	0.101	1.411
4.80	0.018	0.764	0.199	0.139	0.111	0.094	1.306
5.00	0.016	0.703	0.183	0.128	0.102	0.086	1.201
5.20	0.015	0.646	0.168	0.118	0.094	0.079	1.105
5.40	0.014	0.595	0.155	0.108	0.086	0.073	1.017
5.60	0.013	0.547	0.142	0.100	0.079	0.067	0.935
5.80	0.012	0.503	0.131	0.092	0.073	0.062	0.860
6.00	0.011	0.463	0.120	0.084	0.067	0.057	0.791
6.20	0.010	0.426	0.111	0.078	0.062	0.052	0.728
6.40	0.009	0.392	0.102	0.071	0.057	0.048	0.670
6.60	0.008	0.360	0.094	0.066	0.052	0.044	0.616
6.80	0.008	0.331	0.086	0.060	0.048	0.041	0.567
7.00	0.007	0.305	0.079	0.056	0.044	0.037	0.521
7.20	0.007	0.280	0.073	0.051	0.041	0.034	0.479
7.40	0.006	0.258	0.067	0.047	0.037	0.032	0.441
7.60	0.006	0.237	0.062	0.043	0.034	0.029	0.406
7.80	0.005	0.218	0.057	0.040	0.032	0.027	0.373
8.00	0.005	0.201	0.052	0.037	0.029	0.025	0.343
8.20	0.004	0.185	0.048	0.034	0.027	0.023	0.316
8.40	0.004	0.170	0.044	0.031	0.025	0.021	0.291
8.60	0.004	0.156	0.041	0.028	0.023	0.019	0.267
8.80	0.003	0.144	0.037	0.026	0.021	0.018	0.246
9.00	0.003	0.132	0.034	0.024	0.019	0.016	0.226
9.20	0.003	0.122	0.032	0.022	0.018	0.015	0.208
9.40	0.003	0.112	0.029	0.020	0.016	0.014	0.191

Lanjutan tabel 4.26 Hidrograf banjir Q5 Catchment Area Sal.  
Sekunder Moro Krembangan

t (jam)	Qt (m <sup>3</sup> /detik)	R1	R2	R3	R4	R5	Q (m <sup>3</sup> /detik)
		42.864	11.141	7.815	6.222	5.254	
9.60	0.002	0.103	0.027	0.019	0.015	0.013	0.176
9.80	0.002	0.095	0.025	0.017	0.014	0.012	0.162
10.00	0.002	0.087	0.023	0.016	0.013	0.011	0.149
10.20	0.002	0.080	0.021	0.015	0.012	0.010	0.137
10.40	0.002	0.074	0.019	0.013	0.011	0.009	0.126
10.60	0.002	0.068	0.018	0.012	0.010	0.008	0.116
10.80	0.001	0.062	0.016	0.011	0.009	0.008	0.107
11.00	0.001	0.057	0.015	0.010	0.008	0.007	0.098
11.20	0.001	0.053	0.014	0.010	0.008	0.006	0.090
11.40	0.001	0.049	0.013	0.009	0.007	0.006	0.083
11.60	0.001	0.045	0.012	0.008	0.006	0.005	0.076
11.80	0.001	0.041	0.011	0.007	0.006	0.005	0.070
12.00	0.001	0.038	0.010	0.007	0.005	0.005	0.065
12.20	0.001	0.035	0.009	0.006	0.005	0.004	0.059
12.40	0.001	0.032	0.008	0.006	0.005	0.004	0.055
12.60	0.001	0.029	0.008	0.005	0.004	0.004	0.050
12.80	0.001	0.027	0.007	0.005	0.004	0.003	0.046
13.00	0.001	0.025	0.006	0.005	0.004	0.003	0.043
13.20	0.001	0.023	0.006	0.004	0.003	0.003	0.039
13.40	0.000	0.021	0.005	0.004	0.003	0.003	0.036
13.60	0.000	0.019	0.005	0.004	0.003	0.002	0.033
13.80	0.000	0.018	0.005	0.003	0.003	0.002	0.030
14.00	0.000	0.016	0.004	0.003	0.002	0.002	0.028
14.20	0.000	0.015	0.004	0.003	0.002	0.002	0.026
14.40	0.000	0.014	0.004	0.003	0.002	0.002	0.024
14.60	0.000	0.013	0.003	0.002	0.002	0.002	0.022
14.80	0.000	0.012	0.003	0.002	0.002	0.001	0.020
15.00	0.000	0.011	0.003	0.002	0.002	0.001	0.018
15.20	0.000	0.010	0.003	0.002	0.001	0.001	0.017
15.40	0.000	0.009	0.002	0.002	0.001	0.001	0.016

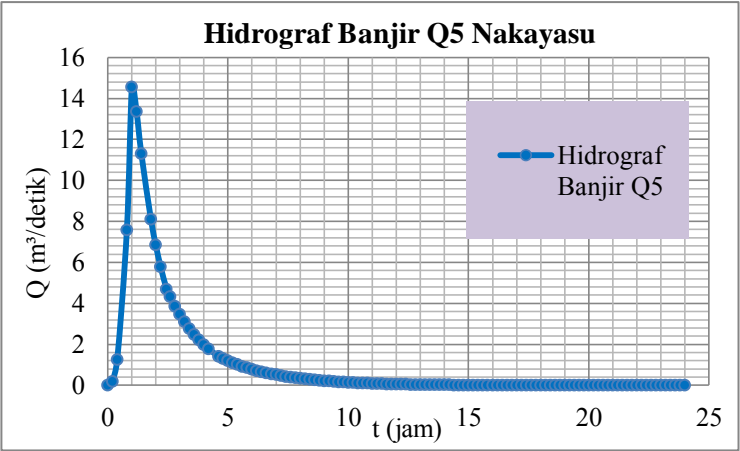
Lanjutan tabel 4.26 Hidrograf banjir Q5 Catchment Area Sal.  
Sekunder Moro Krembangan

t (jam)	Qt (m <sup>3</sup> /detik)	R1	R2	R3	R4	R5	Q (m <sup>3</sup> /detik)
		42.864	11.141	7.815	6.222	5.254	
15.60	0.000	0.008	0.002	0.002	0.001	0.001	0.014
15.80	0.000	0.008	0.002	0.001	0.001	0.001	0.013
16.00	0.000	0.007	0.002	0.001	0.001	0.001	0.012
16.20	0.000	0.007	0.002	0.001	0.001	0.001	0.011
16.40	0.000	0.006	0.002	0.001	0.001	0.001	0.010
16.60	0.000	0.006	0.001	0.001	0.001	0.001	0.009
16.80	0.000	0.005	0.001	0.001	0.001	0.001	0.009
17.00	0.000	0.005	0.001	0.001	0.001	0.001	0.008
17.20	0.000	0.004	0.001	0.001	0.001	0.001	0.007
17.40	0.000	0.004	0.001	0.001	0.001	0.000	0.007
17.60	0.000	0.004	0.001	0.001	0.001	0.000	0.006
17.80	0.000	0.003	0.001	0.001	0.000	0.000	0.006
18.00	0.000	0.003	0.001	0.001	0.000	0.000	0.005
18.20	0.000	0.003	0.001	0.001	0.000	0.000	0.005
18.40	0.000	0.003	0.001	0.000	0.000	0.000	0.004
18.60	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.004
18.80	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.004
19.00	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.003
19.20	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003
19.40	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003
19.60	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003
19.80	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
20.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
20.20	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
20.40	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
20.60	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
20.80	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
21.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
21.20	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
21.40	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001

Lanjutan tabel 4.26 Hidrograf banjir Q5 Catchment Area Sal.  
Sekunder Moro Krembangan

t (jam)	Qt (m <sup>3</sup> /detik)	R1	R2	R3	R4	R5	Q (m <sup>3</sup> /detik)
		42.864	11.141	7.815	6.222	5.254	
21.60	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
21.80	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
22.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
22.20	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
22.40	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
22.60	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
22.80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
23.20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
23.40	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
23.60	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
23.80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(Sumber : Hasil Perhitungan)



Tabel 4. 27 Hidrograf banjir Q10 Catchment Area Sal. Sekunder Moro Krembangan

t (jam)	Qt (m³/detik)	R1	R2	R3	R4	R5	Q (m³/detik)
0.00	0	44.887	11.667	8.184	6.515	5.502	0
0.20	0.004	0.197	0				0.197
0.40	0.023	1.042	0.271	0			1.313
0.80	0.123	5.500	1.429	1.003	0		7.932
1.01	0.214	9.600	2.495	1.750	1.393	0	15.239
1.20	0.182	8.191	2.129	1.493	1.189	1.004	14.007
1.40	0.154	6.931	1.802	1.264	1.006	0.850	11.852
1.80	0.111	4.963	1.290	0.905	0.720	0.608	8.487
2.00	0.094	4.200	1.092	0.766	0.610	0.515	7.181
2.20	0.079	3.554	0.924	0.648	0.516	0.436	6.077
2.45	0.064	2.882	0.749	0.525	0.418	0.353	4.928
2.60	0.059	2.652	0.689	0.484	0.385	0.325	4.535
2.80	0.053	2.373	0.617	0.433	0.344	0.291	4.058
3.00	0.047	2.123	0.552	0.387	0.308	0.260	3.630
3.20	0.042	1.899	0.494	0.346	0.276	0.233	3.248
3.40	0.038	1.699	0.442	0.310	0.247	0.208	2.905
3.60	0.034	1.520	0.395	0.277	0.221	0.186	2.599
3.80	0.030	1.360	0.353	0.248	0.197	0.167	2.325
4.00	0.027	1.217	0.316	0.222	0.177	0.149	2.080
4.20	0.024	1.088	0.283	0.198	0.158	0.133	1.861

Lanjutan tabel 4.27 Hidrograf banjir Q10 Catchmen Area Sal. Moro Krembangan

t (jam)	Qt (m <sup>3</sup> /detik)	R1	R2	R3	R4	R5	Q (m <sup>3</sup> /detik)
		44.887	11.667	8.184	6.515	5.502	
4.61	0.019	0.864	0.225	0.158	0.125	0.106	1.478
4.80	0.018	0.800	0.208	0.146	0.116	0.098	1.368
5.00	0.016	0.736	0.191	0.134	0.107	0.090	1.258
5.20	0.015	0.677	0.176	0.123	0.098	0.083	1.157
5.40	0.014	0.623	0.162	0.114	0.090	0.076	1.065
5.60	0.013	0.573	0.149	0.104	0.083	0.070	0.979
5.80	0.012	0.527	0.137	0.096	0.076	0.065	0.901
6.00	0.011	0.485	0.126	0.088	0.070	0.059	0.829
6.20	0.010	0.446	0.116	0.081	0.065	0.055	0.762
6.40	0.009	0.410	0.107	0.075	0.060	0.050	0.701
6.60	0.008	0.377	0.098	0.069	0.055	0.046	0.645
6.80	0.008	0.347	0.090	0.063	0.050	0.043	0.593
7.00	0.007	0.319	0.083	0.058	0.046	0.039	0.546
7.20	0.007	0.294	0.076	0.054	0.043	0.036	0.502
7.40	0.006	0.270	0.070	0.049	0.039	0.033	0.462
7.60	0.006	0.248	0.065	0.045	0.036	0.030	0.425
7.80	0.005	0.229	0.059	0.042	0.033	0.028	0.391
8.00	0.005	0.210	0.055	0.038	0.031	0.026	0.360
8.20	0.004	0.193	0.050	0.035	0.028	0.024	0.331
8.40	0.004	0.178	0.046	0.032	0.026	0.022	0.304
8.60	0.004	0.164	0.043	0.030	0.024	0.020	0.280
8.80	0.003	0.151	0.039	0.027	0.022	0.018	0.257
9.00	0.003	0.138	0.036	0.025	0.020	0.017	0.237
9.20	0.003	0.127	0.033	0.023	0.018	0.016	0.218
9.40	0.003	0.117	0.030	0.021	0.017	0.014	0.200
9.60	0.002	0.108	0.028	0.020	0.016	0.013	0.184
9.80	0.002	0.099	0.026	0.018	0.014	0.012	0.170
10.00	0.002	0.091	0.024	0.017	0.013	0.011	0.156
10.20	0.002	0.084	0.022	0.015	0.012	0.010	0.143
10.40	0.002	0.077	0.020	0.014	0.011	0.009	0.132

Lanjutan tabel 4.27 Hidrograf banjir Q10 Catchmen Area Sal. Moro Krembangan

t (jam)	Qt (m <sup>3</sup> /detik)	R1	R2	R3	R4	R5	Q (m <sup>3</sup> /detik)
		44.887	11.667	8.184	6.515	5.502	
10.60	0.002	0.071	0.018	0.013	0.010	0.009	0.121
10.80	0.001	0.065	0.017	0.012	0.009	0.008	0.112
11.00	0.001	0.060	0.016	0.011	0.009	0.007	0.103
11.20	0.001	0.055	0.014	0.010	0.008	0.007	0.095
11.40	0.001	0.051	0.013	0.009	0.007	0.006	0.087
11.60	0.001	0.047	0.012	0.009	0.007	0.006	0.080
11.80	0.001	0.043	0.011	0.008	0.006	0.005	0.074
12.00	0.001	0.040	0.010	0.007	0.006	0.005	0.068
12.20	0.001	0.036	0.009	0.007	0.005	0.004	0.062
12.40	0.001	0.033	0.009	0.006	0.005	0.004	0.057
12.60	0.001	0.031	0.008	0.006	0.004	0.004	0.053
12.80	0.001	0.028	0.007	0.005	0.004	0.003	0.048
13.00	0.001	0.026	0.007	0.005	0.004	0.003	0.045
13.20	0.001	0.024	0.006	0.004	0.003	0.003	0.041
13.40	0.000	0.022	0.006	0.004	0.003	0.003	0.038
13.60	0.000	0.020	0.005	0.004	0.003	0.002	0.035
13.80	0.000	0.019	0.005	0.003	0.003	0.002	0.032
14.00	0.000	0.017	0.004	0.003	0.002	0.002	0.029
14.20	0.000	0.016	0.004	0.003	0.002	0.002	0.027
14.40	0.000	0.015	0.004	0.003	0.002	0.002	0.025
14.60	0.000	0.013	0.003	0.002	0.002	0.002	0.023
14.80	0.000	0.012	0.003	0.002	0.002	0.002	0.021
15.00	0.000	0.011	0.003	0.002	0.002	0.001	0.019
15.20	0.000	0.010	0.003	0.002	0.002	0.001	0.018
15.40	0.000	0.010	0.002	0.002	0.001	0.001	0.016
15.60	0.000	0.009	0.002	0.002	0.001	0.001	0.015
15.80	0.000	0.008	0.002	0.001	0.001	0.001	0.014
16.00	0.000	0.007	0.002	0.001	0.001	0.001	0.013
16.20	0.000	0.007	0.002	0.001	0.001	0.001	0.012
16.40	0.000	0.006	0.002	0.001	0.001	0.001	0.011



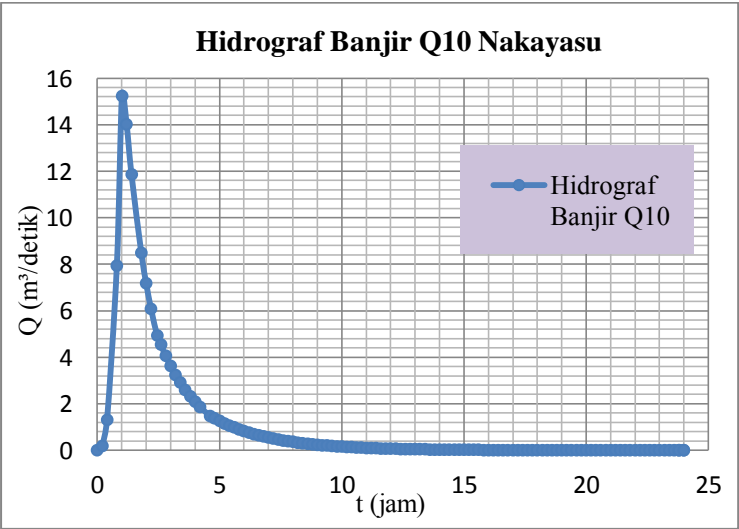
Lanjutan tabel 4.27 Hidrograf banjir Q10 Catchmen Area Sal. Moro Krembangan

t (jam)z	Qt (m <sup>3</sup> /detik)	R1	R2	R3	R4	R5	Q (m <sup>3</sup> /detik)
		44.887	11.667	8.184	6.515	5.502	
16.60	0.000	0.006	0.002	0.001	0.001	0.001	0.010
16.80	0.000	0.005	0.001	0.001	0.001	0.001	0.009
17.00	0.000	0.005	0.001	0.001	0.001	0.001	0.008
17.20	0.000	0.005	0.001	0.001	0.001	0.001	0.008
17.40	0.000	0.004	0.001	0.001	0.001	0.001	0.007
17.60	0.000	0.004	0.001	0.001	0.001	0.000	0.007
17.80	0.000	0.004	0.001	0.001	0.001	0.000	0.006
18.00	0.000	0.003	0.001	0.001	0.000	0.000	0.006
18.20	0.000	0.003	0.001	0.001	0.000	0.000	0.005
18.40	0.000	0.003	0.001	0.000	0.000	0.000	0.005
18.60	0.000	0.003	0.001	0.000	0.000	0.000	0.004
18.80	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.004
19.00	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.004
19.20	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.003
19.40	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003
19.60	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003
19.80	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003
20.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
20.20	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
20.40	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
20.60	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
20.80	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
21.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
21.20	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
21.40	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
21.60	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
21.80	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
22.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
22.20	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
22.40	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001

Lanjutan tabel 4.27 Hidrograf banjir Q10 Catchmen Area Sal. Moro Krembangan

t (jam)	Qt (m³/detik)	R1	R2	R3	R4	R5	Q (m³/detik)
		44.887	11.667	8.184	6.515	5.502	
22.60	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
22.80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
23.20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
23.40	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
23.60	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
23.80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23.80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(Sumber : Hasil Perhitungan)



Tabel 4. 28 Rekapitulasi Hidrograf Banjir Catchment Area  
Sal. Sekunder Moro Krembangan

t (jam)	Q5 (m <sup>3</sup> /detik)	Q10 (m <sup>3</sup> /detik)
0.00	0.000	0.000
0.20	0.189	0.197
0.40	1.254	1.313
0.80	7.575	7.932
1.01	14.552	15.239
1.20	13.376	14.007
1.40	11.318	11.852
1.80	8.104	8.487
2.00	6.858	7.181
2.20	5.803	6.077
2.45	4.706	4.928
2.60	4.331	4.535
2.80	3.875	4.058
3.00	3.467	3.630
3.20	3.101	3.248
3.40	2.775	2.905
3.60	2.482	2.599
3.80	2.221	2.325
4.00	1.987	2.080
4.20	1.777	1.861
4.61	1.411	1.478
4.80	1.306	1.368
5.00	1.201	1.258
5.20	1.105	1.157
5.40	1.017	1.065
5.60	0.935	0.979
5.80	0.860	0.901
6.00	0.791	0.829
6.20	0.728	0.762
6.40	0.670	0.701

Lanjutan tabel 4.28 Rekapitulasi Hidrograf Banjir Catchment  
Area Sal. Moro Krembangan

t (jam)	Q5 (m <sup>3</sup> /detik)	Q10 (m <sup>3</sup> /detik)
6.60	0.616	0.645
6.80	0.567	0.593
7.00	0.521	0.546
7.20	0.479	0.502
7.40	0.441	0.462
7.60	0.406	0.425
7.80	0.373	0.391
8.00	0.343	0.360
8.20	0.316	0.331
8.40	0.291	0.304
8.60	0.267	0.280
8.80	0.246	0.257
9.00	0.226	0.237
9.20	0.208	0.218
9.40	0.191	0.200
9.60	0.176	0.184
9.80	0.162	0.170
10.00	0.149	0.156
10.20	0.137	0.143
10.40	0.126	0.132
10.60	0.116	0.121
10.80	0.107	0.112
11.00	0.098	0.103
11.20	0.090	0.095
11.40	0.083	0.087
11.60	0.076	0.080
11.80	0.070	0.074
12.00	0.065	0.068
12.20	0.059	0.062
12.40	0.055	0.057

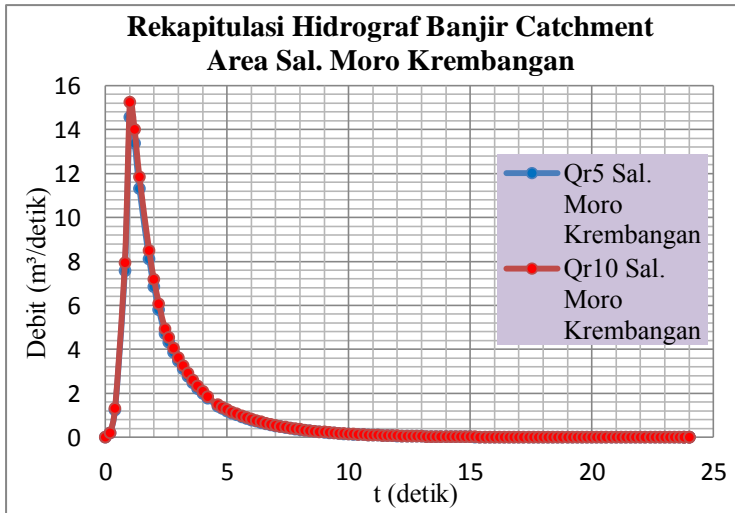
Lanjutan tabel 4.28 Rekapitulasi Hidrograf Banjir Catchment  
Area Sal. Moro Krembangan

t (jam)	Q5 (m <sup>3</sup> /detik)	Q10 (m <sup>3</sup> /detik)
12.60	0.050	0.053
12.80	0.046	0.048
13.00	0.043	0.045
13.20	0.039	0.041
13.40	0.036	0.038
13.60	0.033	0.035
13.80	0.030	0.032
14.00	0.028	0.029
14.20	0.026	0.027
14.40	0.024	0.025
14.60	0.022	0.023
14.80	0.020	0.021
15.00	0.018	0.019
15.20	0.017	0.018
15.40	0.016	0.016
15.60	0.014	0.015
15.80	0.013	0.014
16.00	0.012	0.013
16.20	0.011	0.012
16.40	0.010	0.011
16.60	0.009	0.010
16.80	0.009	0.009
17.00	0.008	0.008
17.20	0.007	0.008
17.40	0.007	0.007
17.60	0.006	0.007
17.80	0.006	0.006
18.00	0.005	0.006
18.20	0.005	0.005
18.40	0.004	0.005

Lanjutan tabel 4.28 Rekapitulasi Hidrograf Banjir Catchment  
Area Sal. Moro Krembangan

t (jam)	Q5 (m <sup>3</sup> /detik)	Q10 (m <sup>3</sup> /detik)
18.60	0.004	0.004
18.80	0.004	0.004
19.00	0.003	0.004
19.20	0.003	0.003
19.40	0.003	0.003
19.60	0.003	0.003
19.80	0.002	0.003
20.00	0.002	0.002
20.20	0.002	0.002
20.40	0.002	0.002
20.60	0.002	0.002
20.80	0.002	0.002
21.00	0.002	0.002
21.20	0.001	0.001
21.40	0.001	0.001
21.60	0.001	0.001
21.80	0.001	0.001
22.00	0.001	0.001
22.20	0.001	0.001
22.40	0.001	0.001
22.60	0.001	0.001
22.80	0.001	0.001
23.00	0.001	0.001
23.20	0.001	0.001
23.40	0.001	0.001
23.60	0.001	0.001
23.80	0.000	0.000
24.00	0.000	0.000
23.80	0.000	0.000
24.00	0.000	0.000

(Sumber: Hasil Perhitungan)



Tabel 4. 29 Qmaks Debit Banjir Rencana Nakayasu

Catchment Area	Debit Banjir Rencana Nakayasu	
	Q5 (m³/detik)	Q10 (m³/detik)
Sal. Moro Krembangan	14.552	15.239

(Sumber: Hasil Perhitungan)

## 4.2 Analisis Hidrolika

### 4.2.1 Perhitungan Kapasitas Saluran Eksisting (Fullbank Capacity)

Perhitungan Kapasitas saluran eksisting (*Fullbank Capacity*) adalah menghitung kapasitas tampung maksimum dari masing-masing saluran eksisting yang didapatkan dari hasil pengukuran lapangan.

Berikut ini adalah persamaan-persamaan yang digunakan dalam perhitungan :

1. Luas Penampang Basah (A)
  - a Campuran (Trapezium + Persegi)
    - Trapezium  

$$A = (b + zy)y$$
    - Persegi  

$$A = b \cdot y$$
  - b Persegi  

$$A = b \cdot y$$
  
2. Keliling Basah (P)
  - a Campuran  

$$P = \{2(h + m)\} + b \text{ bawah}$$
  - b Persegi  

$$P = 2h + b$$
  
3. Jari-Jari Hidrolis (R)
  - a Campuran (Trapezium + Persegi)
    - Trapezium  

$$R = \frac{A_{total}}{P}$$

$$R = \frac{(b \cdot h) + \left( \frac{jum. sisi sejajar \cdot h}{2} \right)}{(2 \cdot (h + m)) + b \text{ bawah}}$$



- Persegi

$$R = \frac{A}{P}$$

$$R = \frac{b \cdot h}{b + 2h}$$

4. Kecepatan Aliran (V)

$$V(\text{manning}) = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$$

5. Debit (Q)

$$Q = A \cdot V$$

Dimana:

Q = Debit saluran (m<sup>3</sup>/det)

V = Kecepatan aliran (m/det)

n = Koefisien kekasaran  
manning

R = Jari-jari hidrolis (m)

*Halaman ini sengaja dikosongkan*

Tabel 4. 30 Perhitungan Fullbank Capacity

STA	b (m)	h (m)	A1 (m <sup>2</sup> )	sisi sejajar bawah (m)	sisi sejajar atas (m)	jum.sisi sejajar (m)	tinggi (m)	A2 (m <sup>2</sup> )	n	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R = A/P (m)	Panjang saluran (m)	Beda tinggi		I	V (m/det)	Qs (m <sup>3</sup> /det)
														t1	t2			
P0	6.65	1.90	12.64	0.00	0.00	0.00	1.90	0.00	0.02					1.10	0.98			
P0A	4.70	1.25	5.88	0.00	0.00	0.00	1.25	0.00	0.02					0.98	1.10			
P1	4.50	1.21	5.45	0.00	0.00	0.00	1.21	0.00	0.02					1.10	0.55			
P1A	4.50	2.30	10.35	0.00	0.00	0.00	2.30	0.00	0.02					0.55	0.66			
P2	4.30	0.78	3.35	4.30	4.90	9.20	0.65	2.99	0.02					0.66	0.67			
P2A	4.30	0.78	3.35	4.30	4.90	9.20	0.70	3.22	0.02					0.67	0.73			
P3	4.80	0.81	3.89	4.80	5.40	10.20	0.80	4.08	0.02					0.73	1.24			
P3A	5.00	2.05	10.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02					1.24	0.76			
P4	4.90	0.95	4.66	4.90	5.50	10.40	1.15	5.98	0.02					0.76	0.68			
P4A	4.80	0.60	2.88	4.80	5.40	10.20	0.60	3.06	0.02					0.68	0.70			
P5	4.80	0.60	2.88	4.80	5.40	10.20	0.60	3.06	0.02					0.70	0.59			
P5A	4.70	0.61	2.87	4.70	5.30	10.00	0.70	3.50	0.02	4.64	6.74	0.69	1150.00	0.59	0.58	0.00079	1.09757	5.097
P6	4.70	0.60	2.82	4.70	5.30	10.00	0.60	3.00	0.02					0.58	0.53			
P6A	4.70	0.55	2.59	4.70	5.30	10.00	0.75	3.75	0.02					0.53	0.88			
P7	4.70	0.42	1.97	4.70	5.30	10.00	0.90	4.50	0.02					0.88	0.61			
P7A	4.70	0.60	2.82	4.70	5.30	10.00	0.70	3.50	0.02					0.61	0.74			
P8	4.70	0.60	2.82	4.70	5.30	10.00	0.80	4.00	0.02					0.74	0.69			
P8A	4.70	0.50	2.35	4.70	5.30	10.00	0.60	3.00	0.02					0.69	0.61			
P9	4.70	0.81	3.81	4.70	5.30	10.00	0.50	2.50	0.02					0.61	0.42			
P9A	4.70	0.80	3.76	4.70	5.30	10.00	0.60	3.00	0.02					0.42	0.42			
P10	4.70	0.80	3.76	4.70	5.30	10.00	0.60	3.00	0.02					0.42	0.25			
P10A	4.70	0.80	3.76	4.70	5.30	10.00	1.08	5.40	0.02					0.25	0.19			
P11	5.50	1.92	10.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02									

(Sumber: Hasil Perhitungan)

*Halaman ini sengaja dikosongkan*

#### 4.2.2 Evaluasi Pompa

Dalam mengevaluasi pompa Ikan Mungsing ini, *catchment area* yang digunakan yaitu *catchment area* Saluran Moro Krembangan. Debit banjir yang masuk ke Saluran Moro Krembangan yang selanjutnya dipompa, yaitu debit banjir yang lebih dari 10.039 m<sup>3</sup>/detik. Sedangkan debit banjir 10.039 m<sup>3</sup>/detik berasal dari *fullbank capacity* yang ada di Saluran Moro Krembangan.

a. Evaluasi Pompa untuk periode ulang 5 tahun

Tabel 4. 31 Hidrograf Banjir Qr5 Catchment Area Sal. Moro Krembangan

t (jam)	Qt (m <sup>3</sup> /detik)	R1 42.864	R2 11.141	R3 7.815	R4 6.222	R5 5.254	Q (m <sup>3</sup> /detik)
0.00	0.000	0					0
0.20	0.004	0.189	0				0.189
0.40	0.023	0.995	0.259	0			1.254
0.80	0.123	5.252	1.365	0.958	0		7.575
1.01	0.214	9.167	2.383	1.671	1.331	0	14.552
1.20	0.182	7.822	2.033	1.426	1.135	0.959	13.376
1.40	0.154	6.619	1.720	1.207	0.961	0.811	11.318
1.80	0.111	4.740	1.232	0.864	0.688	0.581	8.104
2.00	0.094	4.011	1.042	0.731	0.582	0.492	6.858
2.20	0.079	3.394	0.882	0.619	0.493	0.416	5.803
2.45	0.064	2.752	0.715	0.502	0.399	0.337	4.706
2.60	0.059	2.533	0.658	0.462	0.368	0.310	4.331

Lanjutan tabel 4.31 Hidrograf banjir Q5 Catchment Area Sal. Sekunder Moro Krembangan

t (jam)	Qt (m <sup>3</sup> /detik)	R1	R2	R3	R4	R5	Q (m <sup>3</sup> /detik)
		42.864	11.141	7.815	6.222	5.254	
2.80	0.053	2.266	0.589	0.413	0.329	0.278	3.875
3.00	0.047	2.027	0.527	0.370	0.294	0.248	3.467
3.20	0.042	1.814	0.471	0.331	0.263	0.222	3.101
3.40	0.038	1.623	0.422	0.296	0.236	0.199	2.775
3.60	0.034	1.452	0.377	0.265	0.211	0.178	2.482
3.80	0.030	1.299	0.338	0.237	0.188	0.159	2.221
4.00	0.027	1.162	0.302	0.212	0.169	0.142	1.987
4.20	0.024	1.039	0.270	0.190	0.151	0.127	1.777
4.61	0.019	0.825	0.215	0.151	0.120	0.101	1.411
4.80	0.018	0.764	0.199	0.139	0.111	0.094	1.306
5.00	0.016	0.703	0.183	0.128	0.102	0.086	1.201
5.20	0.015	0.646	0.168	0.118	0.094	0.079	1.105
5.40	0.014	0.595	0.155	0.108	0.086	0.073	1.017
5.60	0.013	0.547	0.142	0.100	0.079	0.067	0.935
5.80	0.012	0.503	0.131	0.092	0.073	0.062	0.860
6.00	0.011	0.463	0.120	0.084	0.067	0.057	0.791
6.20	0.010	0.426	0.111	0.078	0.062	0.052	0.728
6.40	0.009	0.392	0.102	0.071	0.057	0.048	0.670
6.60	0.008	0.360	0.094	0.066	0.052	0.044	0.616
6.80	0.008	0.331	0.086	0.060	0.048	0.041	0.567
7.00	0.007	0.305	0.079	0.056	0.044	0.037	0.521
7.20	0.007	0.280	0.073	0.051	0.041	0.034	0.479
7.40	0.006	0.258	0.067	0.047	0.037	0.032	0.441
7.60	0.006	0.237	0.062	0.043	0.034	0.029	0.406
7.80	0.005	0.218	0.057	0.040	0.032	0.027	0.373
8.00	0.005	0.201	0.052	0.037	0.029	0.025	0.343
8.20	0.004	0.185	0.048	0.034	0.027	0.023	0.316
8.40	0.004	0.170	0.044	0.031	0.025	0.021	0.291
8.60	0.004	0.156	0.041	0.028	0.023	0.019	0.267
8.80	0.003	0.144	0.037	0.026	0.021	0.018	0.246
9.00	0.003	0.132	0.034	0.024	0.019	0.016	0.226
9.20	0.003	0.122	0.032	0.022	0.018	0.015	0.208
9.40	0.003	0.112	0.029	0.020	0.016	0.014	0.191

Lanjutan tabel 4.31 Hidrograf banjir Q5 Catchment Area Sal. Sekunder Moro Krembangan

t (jam)	Qt (m <sup>3</sup> /detik)	R1	R2	R3	R4	R5	Q (m <sup>3</sup> /detik)
		42.864	11.141	7.815	6.222	5.254	
9.60	0.002	0.103	0.027	0.019	0.015	0.013	0.176
9.80	0.002	0.095	0.025	0.017	0.014	0.012	0.162
10.00	0.002	0.087	0.023	0.016	0.013	0.011	0.149
10.20	0.002	0.080	0.021	0.015	0.012	0.010	0.137
10.40	0.002	0.074	0.019	0.013	0.011	0.009	0.126
10.60	0.002	0.068	0.018	0.012	0.010	0.008	0.116
10.80	0.001	0.062	0.016	0.011	0.009	0.008	0.107
11.00	0.001	0.057	0.015	0.010	0.008	0.007	0.098
11.20	0.001	0.053	0.014	0.010	0.008	0.006	0.090
11.40	0.001	0.049	0.013	0.009	0.007	0.006	0.083
11.60	0.001	0.045	0.012	0.008	0.006	0.005	0.076
11.80	0.001	0.041	0.011	0.007	0.006	0.005	0.070
12.00	0.001	0.038	0.010	0.007	0.005	0.005	0.065
12.20	0.001	0.035	0.009	0.006	0.005	0.004	0.059
12.40	0.001	0.032	0.008	0.006	0.005	0.004	0.055
12.60	0.001	0.029	0.008	0.005	0.004	0.004	0.050
12.80	0.001	0.027	0.007	0.005	0.004	0.003	0.046
13.00	0.001	0.025	0.006	0.005	0.004	0.003	0.043
13.20	0.001	0.023	0.006	0.004	0.003	0.003	0.039
13.40	0.000	0.021	0.005	0.004	0.003	0.003	0.036
13.60	0.000	0.019	0.005	0.004	0.003	0.002	0.033
13.80	0.000	0.018	0.005	0.003	0.003	0.002	0.030
14.00	0.000	0.016	0.004	0.003	0.002	0.002	0.028
14.20	0.000	0.015	0.004	0.003	0.002	0.002	0.026
14.40	0.000	0.014	0.004	0.003	0.002	0.002	0.024
14.60	0.000	0.013	0.003	0.002	0.002	0.002	0.022
14.80	0.000	0.012	0.003	0.002	0.002	0.001	0.020
15.00	0.000	0.011	0.003	0.002	0.002	0.001	0.018
15.20	0.000	0.010	0.003	0.002	0.001	0.001	0.017
15.40	0.000	0.009	0.002	0.002	0.001	0.001	0.016

Lanjutan tabel 4.31 Hidrograf banjir Q5 Catchment Area Sal.  
Sekunder Moro Krembangan

t (jam)	Qt (m <sup>3</sup> /detik)	R1	R2	R3	R4	R5	Q (m <sup>3</sup> /detik)
		42.864	11.141	7.815	6.222	5.254	
15.60	0.000	0.008	0.002	0.002	0.001	0.001	0.014
15.80	0.000	0.008	0.002	0.001	0.001	0.001	0.013
16.00	0.000	0.007	0.002	0.001	0.001	0.001	0.012
16.20	0.000	0.007	0.002	0.001	0.001	0.001	0.011
16.40	0.000	0.006	0.002	0.001	0.001	0.001	0.010
16.60	0.000	0.006	0.001	0.001	0.001	0.001	0.009
16.80	0.000	0.005	0.001	0.001	0.001	0.001	0.009
17.00	0.000	0.005	0.001	0.001	0.001	0.001	0.008
17.20	0.000	0.004	0.001	0.001	0.001	0.001	0.007
17.40	0.000	0.004	0.001	0.001	0.001	0.000	0.007
17.60	0.000	0.004	0.001	0.001	0.001	0.000	0.006
17.80	0.000	0.003	0.001	0.001	0.000	0.000	0.006
18.00	0.000	0.003	0.001	0.001	0.000	0.000	0.005
18.20	0.000	0.003	0.001	0.001	0.000	0.000	0.005
18.40	0.000	0.003	0.001	0.000	0.000	0.000	0.004
18.60	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.004
18.80	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.004
19.00	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.003
19.20	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003
19.40	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003
19.60	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003
19.80	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
20.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
20.20	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
20.40	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
20.60	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
20.80	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
21.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
21.20	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
21.40	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001



Lanjutan tabel 4.31 Hidrograf banjir Q5 Catchment Area Sal. Sekunder Moro Krembangan

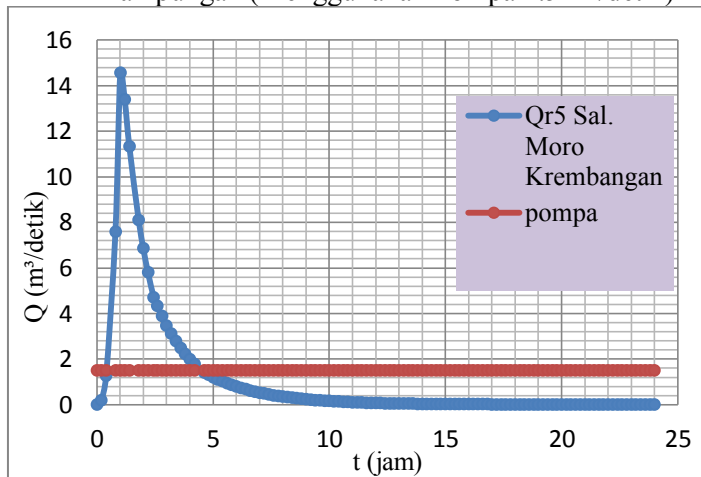
t (jam)	Qt (m <sup>3</sup> /detik)	R1	R2	R3	R4	R5	Q (m <sup>3</sup> /detik)
		42.864	11.141	7.815	6.222	5.254	
21.60	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
21.80	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
22.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
22.20	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
22.40	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
22.60	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
22.80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
23.20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
23.40	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
23.60	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
23.80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Dari tabel 4.31 diatas, debit yang masuk ke Saluran Moro Krembangan yaitu 14.552 m<sup>3</sup>/detik.

Perhitungan akan dijabarkan di bawah ini, pompa yang digunakan adalah Kapasitas 1.5 m<sup>3</sup>/detik dan 3 m<sup>3</sup>/detik :

1. Perhitungan Volume Yang Dikendalikan  
Tampungan (Menggunakan Pompa 1.5 m<sup>3</sup>/detik)



Gambar 4. 2 Grafik Volume Outflow dan Waktu Pemompaan

Tabel 4. 32 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan Dengan Kapasitas Pompa 1.5 m<sup>3</sup> Berdasarkan Gambar Grafik 4.27

t (jam)	t (detik)	Volume inflow		Volume outflow		Volume outflow Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Selisih V inflow komulatif - V outflow komulatif (m <sup>3</sup> )
		Volume (m <sup>3</sup> )	Volume Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Q Pompa (m <sup>3</sup> /det)	Q pompa x t (m <sup>3</sup> )		
0.00	0	0.0	0.0	0	0	0	0.0
0.20	720	135.7	135.7	1.5	1080	1080	-944.3
0.40	720	902.6	1038.4	1.5	1080	2160	-1121.6
0.80	1440	10907.3	11945.7	1.5	2160	4320	7625.7
1.01	752	10948.9	22894.6	1.5	1128.6	5448.6	17446.0
1.20	688	9197.2	32091.8	1.5	1031.4	6480	25611.8
1.40	720	8149.3	40241.1	1.5	1080	7560	32681.1
1.80	1440	11670.4	51911.5	1.5	2160	9720	42191.5
2.00	720	4937.7	56849.3	1.5	1080	10800	46049.3
2.20	720	4178.2	61027.5	1.5	1080	11880	49147.5
2.45	904	4252.2	65279.7	1.5	1355.4	13235.4	52044.3
2.60	536	2323.2	67602.9	1.5	804.6	14040	53562.9
2.80	720	2789.9	70392.8	1.5	1080	15120	55272.8
3.00	720	2495.9	72888.7	1.5	1080	16200	56688.7
3.20	720	2232.9	75121.6	1.5	1080	17280	57841.6
3.40	720	1997.6	77119.3	1.5	1080	18360	58759.3

Lanjutan Tabel 4.32 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan Dengan Kapasitas Pompa 1.5 m3 Berdasarkan Gambar Grafik 4.27

t  (jam)	t  (detik)	Volume inflow		Volume outflow		Volume outflow Kumulatif (m³)	Selisih V inflow komulatif - V outflow komulatif
		Volume (m³)	Kumulatif (m³)	Q Pompa (m³/det)	Q pompa x t (m³)		
6.60	720	443.5	91898.6	1.5	1080	35640	56258.6
6.80	720	408.0	92306.6	1.5	1080	36720	55586.6
7.00	720	375.3	92681.9	1.5	1080	37800	54881.9
7.20	720	345.2	93027.1	1.5	1080	38880	54147.1
7.40	720	317.6	93344.7	1.5	1080	39960	53384.7
7.60	720	292.1	93636.8	1.5	1080	41040	52596.8
7.80	720	268.7	93905.5	1.5	1080	42120	51785.5
8.00	720	247.2	94152.7	1.5	1080	43200	50952.7
8.20	720	227.4	94380.1	1.5	1080	44280	50100.1
8.40	720	209.2	94589.3	1.5	1080	45360	49229.3
8.60	720	192.4	94781.7	1.5	1080	46440	48341.7
8.80	720	177.0	94958.7	1.5	1080	47520	47438.7
9.00	720	162.8	95121.5	1.5	1080	48600	46521.5
9.20	720	149.8	95271.3	1.5	1080	49680	45591.3
9.40	720	137.8	95409.1	1.5	1080	50760	44649.1

Lanjutan Tabel 4.32 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan Dengan Kapasitas Pompa 1.5 m<sup>3</sup> Berdasarkan Gambar Grafik 4.27

t (jam)	t (detik)	Volume inflow		Volume outflow		Selisih V inflow komulatif - V outflow komulatif
		Volume (m <sup>3</sup> )	Volume Komulatif (m <sup>3</sup> )	Q Pompa (m <sup>3</sup> /det)	Q pompa x t (m <sup>3</sup> )	
6.60	720	443.5	91898.6	1.5	1080	56258.6
6.80	720	408.0	92306.6	1.5	1080	55586.6
7.00	720	375.3	92681.9	1.5	1080	54881.9
7.20	720	345.2	93027.1	1.5	1080	54147.1
7.40	720	317.6	93344.7	1.5	1080	53384.7
7.60	720	292.1	93636.8	1.5	1080	52596.8
7.80	720	268.7	93905.5	1.5	1080	51785.5
8.00	720	247.2	94152.7	1.5	1080	50952.7
8.20	720	227.4	94380.1	1.5	1080	50100.1
8.40	720	209.2	94589.3	1.5	1080	49229.3
8.60	720	192.4	94781.7	1.5	1080	48341.7
8.80	720	177.0	94958.7	1.5	1080	47438.7
9.00	720	162.8	95121.5	1.5	1080	46521.5
9.20	720	149.8	95271.3	1.5	1080	45591.3
9.40	720	137.8	95409.1	1.5	1080	44649.1

Lanjutan Tabel 4.32 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan Dengan Kapasitas Pompa 1.5 m<sup>3</sup> Berdasarkan Gambar Grafik 4.27

t (jam)	t (detik)	Volume inflow			Volume outflow		Selisih V inflow komulatif - V outflow komulatif
		Volume (m <sup>3</sup> )	Volume Komulatif (m <sup>3</sup> )	Q Pompa (m <sup>3</sup> /det)	Q pompa x t (m <sup>3</sup> )	Volume outflow Komulatif (m <sup>3</sup> )	
9.60	720	126.7	95535.8	1.5	1080	51840	43695.8
9.80	720	116.6	95652.4	1.5	1080	52920	42732.4
10.00	720	107.2	95759.7	1.5	1080	54000	41759.7
10.20	720	98.7	95858.3	1.5	1080	55080	40778.3
10.40	720	90.8	95949.1	1.5	1080	56160	39789.1
10.60	720	83.5	96032.5	1.5	1080	57240	38792.5
10.80	720	76.8	96109.3	1.5	1080	58320	37789.3
11.00	720	70.6	96180.0	1.5	1080	59400	36780.0
11.20	720	65.0	96245.0	1.5	1080	60480	35765.0
11.40	720	59.8	96304.7	1.5	1080	61560	34744.7
11.60	720	55.0	96359.7	1.5	1080	62640	33719.7
11.80	720	50.6	96410.3	1.5	1080	63720	32690.3
12.00	720	46.5	96456.8	1.5	1080	64800	31656.8
12.20	720	42.8	96499.6	1.5	1080	65880	30619.6
12.40	720	39.4	96539.0	1.5	1080	66960	29579.0

Lanjutan Tabel 4.32 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan Dengan Kapasitas Pompa 1.5 m<sup>3</sup> Berdasarkan Gambar Grafik 4.27

t (jam)	t (detik)	Volume inflow		Volume outflow		Volume outflow Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Selisih V inflow kumulatif - V outflow kumulatif
		Volume (m <sup>3</sup> )	Volume Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Q Pompa (m <sup>3</sup> /det)	Q pompa x t (m <sup>3</sup> )		
12.60	720	36.2	96575.2	1.5	1080	68040	28535.2
12.80	720	33.3	96608.6	1.5	1080	69120	27488.6
13.00	720	30.6	96639.2	1.5	1080	70200	26439.2
13.20	720	28.2	96667.4	1.5	1080	71280	25387.4
13.40	720	25.9	96693.3	1.5	1080	72360	24333.3
13.60	720	23.9	96717.2	1.5	1080	73440	23277.2
13.80	720	21.9	96739.1	1.5	1080	74520	22219.1
14.00	720	20.2	96759.3	1.5	1080	75600	21159.3
14.20	720	18.6	96777.9	1.5	1080	76680	20097.9
14.40	720	17.1	96795.0	1.5	1080	77760	19035.0
14.60	720	15.7	96810.7	1.5	1080	78840	17970.7
14.80	720	14.5	96825.1	1.5	1080	79920	16905.1
15.00	720	13.3	96838.4	1.5	1080	81000	15838.4
15.20	720	12.2	96850.7	1.5	1080	82080	14770.7
15.40	720	11.3	96861.9	1.5	1080	83160	13701.9

Lanjutan Tabel 4.32 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan Dengan Kapasitas Pompa 1.5 m<sup>3</sup> Berdasarkan Gambar Grafik 4.27

t (jam)	t (detik)	Volume inflow		Volume outflow		Volume outflow Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Selisih V inflow kumulatif - V outflow kumulatif
		Volume (m <sup>3</sup> )	Volume Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Q Pompa (m <sup>3</sup> /det)	Q pompa x t (m <sup>3</sup> )		
15.60	720	10.4	96872.3	1.5	1080	84240	12632.3
15.80	720	9.5	96881.8	1.5	1080	85320	11561.8
16.00	720	8.8	96890.5	1.5	1080	86400	10490.5
16.20	720	8.1	96898.6	1.5	1080	87480	9418.6
16.40	720	7.4	96906.0	1.5	1080	88560	8346.0
16.60	720	6.8	96912.8	1.5	1080	89640	7272.8
16.80	720	6.3	96919.1	1.5	1080	90720	6199.1
17.00	720	5.8	96924.9	1.5	1080	91800	5124.9
17.20	720	5.3	96930.2	1.5	1080	92880	4050.2
17.40	720	4.9	96935.1	1.5	1080	93960	2975.1
17.60	720	4.5	96939.5	1.5	1080	95040	1899.5
17.80	720	4.1	96943.7	1.5	1080	96120	823.7
18.00	720	3.8	96947.5	1.5	1080	97200	-252.5
18.20	720	3.5	96951.0	1.5	1080	98280	-1329.0
18.40	720	3.2	96954.2	1.5	1080	99360	-2405.8



Lanjutan Tabel 4.32 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan Dengan Kapasitas Pompa 1.5 m<sup>3</sup> Berdasarkan Gambar Grafik 4.27

t (jam)	t (detik)	Volume inflow		Volume outflow		Volume outflow Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Selisih V inflow kumulatif - V outflow kumulatif
		Volume (m <sup>3</sup> )	Volume Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Q Pompa (m <sup>3</sup> /det)	Q pompa x t (m <sup>3</sup> )		
18.60	720	3.0	96957.1	1.5	1080	100440	-3482.9
18.80	720	2.7	96959.9	1.5	1080	101520	-4560.1
19.00	720	2.5	96962.4	1.5	1080	102600	-5637.6
19.20	720	2.3	96964.7	1.5	1080	103680	-6715.3
19.40	720	2.1	96966.8	1.5	1080	104760	-7793.2
19.60	720	1.9	96968.7	1.5	1080	105840	-8871.3
19.80	720	1.8	96970.5	1.5	1080	106920	-9949.5
20.00	720	1.6	96972.2	1.5	1080	108000	-11027.8
20.20	720	1.5	96973.7	1.5	1080	109080	-12106.3
20.40	720	1.4	96975.1	1.5	1080	110160	-13184.9
20.60	720	1.3	96976.4	1.5	1080	111240	-14263.6
20.80	720	1.2	96977.6	1.5	1080	112320	-15342.4
21.00	720	1.1	96978.6	1.5	1080	113400	-16421.4
21.20	720	1.0	96979.6	1.5	1080	114480	-17500.4
21.40	720	0.9	96980.6	1.5	1080	115560	-18579.4

Lanjutan Tabel 4.32 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan Dengan Kapasitas Pompa 1.5 m<sup>3</sup> Berdasarkan Gambar Grafik 4.27

t (jam)	t (detik)	Volume inflow		Volume outflow		Volume outflow Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Selisih V inflow kumulatif - V outflow kumulatif
		Volume (m <sup>3</sup> )	Volume Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Q Pompa (m <sup>3</sup> /det)	Q pompa x t (m <sup>3</sup> )		
21.60	720	0.8	96981.4	1.5	1080	116640	-19658.6
21.80	720	0.8	96982.2	1.5	1080	117720	-20737.8
22.00	720	0.7	96982.9	1.5	1080	118800	-21817.1
22.20	720	0.7	96983.6	1.5	1080	119880	-22896.4
22.40	720	0.6	96984.2	1.5	1080	120960	-23975.8
22.60	720	0.6	96984.7	1.5	1080	122040	-25055.3
22.80	720	0.5	96985.2	1.5	1080	123120	-26134.8
23.00	720	0.5	96985.7	1.5	1080	124200	-27214.3
23.20	720	0.4	96986.1	1.5	1080	125280	-28293.9
23.40	720	0.4	96986.5	1.5	1080	126360	-29373.5
23.60	720	0.4	96986.9	1.5	1080	127440	-30453.1
23.80	720	0.3	96987.2	1.5	1080	128520	-31532.8
24.00	720	0.3	96987.5	1.5	1080	129600	-32612.5

( Sumber : Hasil Perhitungan )

Penjelasan Tabel 4.32 :

- i. Pompa (Q) = 1.5 m<sup>3</sup>/detik
- ii. Volume yang dikendalikan tampungan  
 $t = 4.20 - 4.00$   
 $= 0.20 \text{ jam}$   
 $= 0.20 \times 3600$   
 $= 720 \text{ detik}$

$$\begin{aligned}\text{Volume inflow} &= 1.777 \text{ m}^3/\text{detik} \times 720 \text{ detik} \\ &= 1279.7 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Volume inflow komulatif} &= 81935.7 \text{ m}^3 + \\ &\quad 1279.7 \text{ m}^3 \\ &= 83215.4 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Volume outflow} &= Q \text{ pompa} \times t \\ &= 1.5 \text{ m}^3/\text{detik} \times 720 \text{ detik} \\ &= 1080 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Volume outflow komulatif} &= 21600 \text{ m}^3 + 1080 \text{ m}^3 \\ &= 22680 \text{ m}^3\end{aligned}$$

Volume yang dikendalikan tampungan :

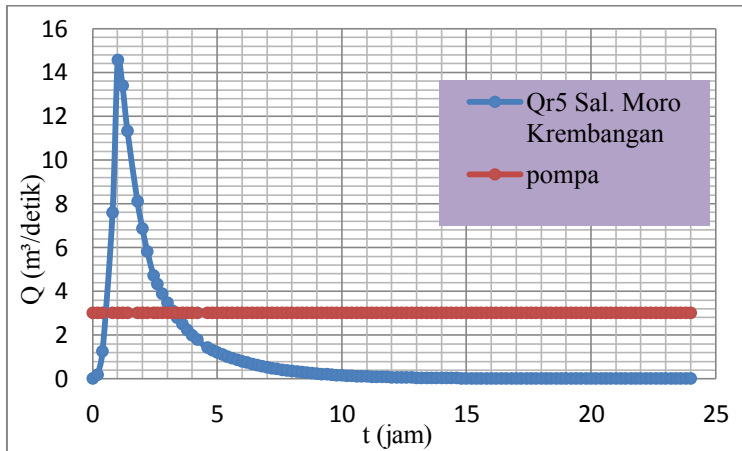
$$\begin{aligned}V &= V \text{ inflow komulatif} - V \text{ outflow komulatif} \\ &= 83215.4 \text{ m}^3 - 22680 \text{ m}^3 \\ &= 60535.4 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Volume yang melimpas} &= \text{Volume yang dikendalikan} \\ &\quad \text{tampungan} - \text{Volume Tampungan} \\ &= 60535.4 \text{ m}^3 - 6531.028 \text{ m}^3 \\ &= 54004.372 \text{ m}^3\end{aligned}$$

Kesimpulan :

Volume yang harus dikendalikan oleh Saluran Moro Krembangan = 60535.4 m<sup>3</sup> > Volume tampungan Saluran Moro Krembangan = 6531.028 m<sup>3</sup>, maka perlu dilakukan normalisasi dengan membuat Bozem dimensi L= 271 m, B =100 m, H= 2 m (Volume = 54004 m<sup>3</sup>).

2. Perhitungan Volume Yang Dikendalikan  
Tampungan (Menggunakan Pompa 3 m<sup>3</sup>/detik)



Gambar 4. 28 Grafik Volume Outflow dan Waktu  
Pemompaan

Tabel 4. 33 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan Dengan Kapasitas

t (jam)	t (detik)	Volume inflow		Volume outflow		Volume outflow Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Selisih V inflow kumulatif - V outflow kumulatif
		Volume (m <sup>3</sup> )	Volume Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Q Pompa (m <sup>3</sup> /det)	Q pompa x t (m <sup>3</sup> )		
0.00	0	0.0	0.0	0	0	0	0.0
0.20	720	135.7	135.7	3	2160	2160	-2024.3
0.40	720	902.6	1038.4	3	2160	4320	-3281.6
0.80	1440	10907.3	11945.7	3	4320	8640	3305.7
1.01	752	10948.9	22894.6	3	2257.2	10897.2	11997.4
1.20	688	9197.2	32091.8	3	2062.8	12960	19131.8
1.40	720	8149.3	40241.1	3	2160	15120	25121.1
1.80	1440	11670.4	51911.5	3	4320	19440	32471.5
2.00	720	4937.7	56849.3	3	2160	21600	35249.3
2.20	720	4178.2	61027.5	3	2160	23760	37267.5
2.45	904	4252.2	65279.7	3	2710.8	26470.8	38808.9
2.60	536	2323.2	67602.9	3	1609.2	28080	39522.9
2.80	720	2789.9	70392.8	3	2160	30240	40152.8
3.00	720	2495.9	72888.7	3	2160	32400	40488.7
3.20	720	2232.9	75121.6	3	2160	34560	40561.6

Lanjutan Tabel 4.33 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan dengan Kapasitas Pompa 3 m3/det Berdasarkan Gambar Grafik 4.28

t (jam)	t (detik)	Volume inflow		Volume outflow		Volume outflow Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Selisih V inflow kumulatif - V outflow kumulatif
		Volume (m <sup>3</sup> )	Volume Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Q Pompa (m <sup>3</sup> /det)	Q pompa x t (m <sup>3</sup> )		
3.40	720	1997.6	77119.3	3	2160	36720	40399.3
3.60	720	1787.2	78906.4	3	2160	38880	40026.4
3.80	720	1598.9	80505.3	3	2160	41040	39465.3
4.00	720	1430.4	81935.7	3	2160	43200	38735.7
4.20	720	1279.7	83215.4	3	2160	45360	37855.4
4.61	1490	2103.7	85319.0	3	4471.2	49831.2	35487.8
4.80	670	874.5	86193.6	3	2008.8	51840	34353.6
5.00	720	865.0	87058.6	3	2160	54000	33058.6
5.20	720	795.7	87854.3	3	2160	56160	31694.3
5.40	720	732.0	88586.3	3	2160	58320	30266.3
5.60	720	673.3	89259.6	3	2160	60480	28779.6
5.80	720	619.4	89879.0	3	2160	62640	27239.0
6.00	720	569.8	90448.8	3	2160	64800	25648.8
6.20	720	524.1	90972.9	3	2160	66960	24012.9
6.40	720	482.1	91455.1	3	2160	69120	22335.1

Lanjutan Tabel 4.33 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan dengan Kapasitas Pompa 3 m<sup>3</sup>/det Berdasarkan Gambar Grafik 4.28

t (jam)	t (detik)	Volume inflow		Volume outflow		Volume outflow Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Selisih V inflow kumulatif - V outflow kumulatif
		Volume (m <sup>3</sup> )	Volume Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Q Pompa (m <sup>3</sup> /det)	Q pompa x t (m <sup>3</sup> )		
6.60	720	443.5	91898.6	3	2160	71280	20618.6
6.80	720	408.0	92306.6	3	2160	73440	18866.6
7.00	720	375.3	92681.9	3	2160	75600	17081.9
7.20	720	345.2	93027.1	3	2160	77760	15267.1
7.40	720	317.6	93344.7	3	2160	79920	13424.7
7.60	720	292.1	93636.8	3	2160	82080	11556.8
7.80	720	268.7	93905.5	3	2160	84240	9665.5
8.00	720	247.2	94152.7	3	2160	86400	7752.7
8.20	720	227.4	94380.1	3	2160	88560	5820.1
8.40	720	209.2	94589.3	3	2160	90720	3869.3
8.60	720	192.4	94781.7	3	2160	92880	1901.7
8.80	720	177.0	94958.7	3	2160	95040	-81.3
9.00	720	162.8	95121.5	3	2160	97200	-2078.5
9.20	720	149.8	95271.3	3	2160	99360	-4088.7
9.40	720	137.8	95409.1	3	2160	101520	-6110.9

Lanjutan Tabel 4.33 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan dengan Kapasitas Pompa 3 m<sup>3</sup>/det Berdasarkan Gambar Grafik 4.28

(jam)	(detik)	Volume (m <sup>3</sup> )	Volume Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Q Pompa (m <sup>3</sup> /det)	Q pompa x t (m <sup>3</sup> )	outflow Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Selisih V inflow komulatif - V outflow komulatif
9.60	720	126.7	95535.8	3	2160	103680	-8144.2
9.80	720	116.6	95652.4	3	2160	105840	-10187.6
10.00	720	107.2	95759.7	3	2160	108000	-12240.3
10.20	720	98.7	95858.3	3	2160	110160	-14301.7
10.40	720	90.8	95949.1	3	2160	112320	-16370.9
10.60	720	83.5	96032.5	3	2160	114480	-18447.5
10.80	720	76.8	96109.3	3	2160	116640	-20530.7
11.00	720	70.6	96180.0	3	2160	118800	-22620.0
11.20	720	65.0	96245.0	3	2160	120960	-24715.0
11.40	720	59.8	96304.7	3	2160	123120	-26815.3
11.60	720	55.0	96359.7	3	2160	125280	-28920.3
11.80	720	50.6	96410.3	3	2160	127440	-31029.7
12.00	720	46.5	96456.8	3	2160	129600	-33143.2
12.20	720	42.8	96499.6	3	2160	131760	-35260.4
12.40	720	39.4	96539.0	3	2160	133920	-37381.0



Lanjutan Tabel 4.33 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan dengan Kapasitas Pompa 3 m<sup>3</sup>/det Berdasarkan Gambar Grafik 4.28

t (jam)	t (detik)	Volume inflow		Volume outflow		Volume outflow Komulatif (m³)	Selisih V inflow komulatif - V outflow komulatif
		Volume (m³)	Volume Komulatif (m³)	Pompa (m³/det)	Q pompa x t (m³)		
12.60	720	36.2	96575.2	3	2160	136080	-39504.8
12.80	720	33.3	96608.6	3	2160	138240	-41631.4
13.00	720	30.6	96639.2	3	2160	140400	-43760.8
13.20	720	28.2	96667.4	3	2160	142560	-45892.6
13.40	720	25.9	96693.3	3	2160	144720	-48026.7
13.60	720	23.9	96717.2	3	2160	146880	-50162.8
13.80	720	21.9	96739.1	3	2160	149040	-52300.9
14.00	720	20.2	96759.3	3	2160	151200	-54440.7
14.20	720	18.6	96777.9	3	2160	153360	-56582.1
14.40	720	17.1	96795.0	3	2160	155520	-58725.0
14.60	720	15.7	96810.7	3	2160	157680	-60869.3
14.80	720	14.5	96825.1	3	2160	159840	-63014.9
15.00	720	13.3	96838.4	3	2160	162000	-65161.6
15.20	720	12.2	96850.7	3	2160	164160	-67309.3
15.40	720	11.3	96861.9	3	2160	166320	-69458.1

Lanjutan Tabel 4.33 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan dengan Kapasitas Pompa 3 m<sup>3</sup>/det Berdasarkan Gambar Grafik 4.28

t (jam)	t (detik)	Volume inflow		Volume outflow		Volume outflow Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Selisih V inflow komulatif - V outflow komulatif
		Volume (m <sup>3</sup> )	Volume Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Q Pompa (m <sup>3</sup> /det)	Q pompa x t (m <sup>3</sup> )		
15.60	720	10.4	96872.3	3	2160	168480	-71607.7
15.80	720	9.5	96881.8	3	2160	170640	-73758.2
16.00	720	8.8	96890.5	3	2160	172800	-75909.5
16.20	720	8.1	96898.6	3	2160	174960	-78061.4
16.40	720	7.4	96906.0	3	2160	177120	-80214.0
16.60	720	6.8	96912.8	3	2160	179280	-82367.2
16.80	720	6.3	96919.1	3	2160	181440	-84520.9
17.00	720	5.8	96924.9	3	2160	183600	-86675.1
17.20	720	5.3	96930.2	3	2160	185760	-88829.8
17.40	720	4.9	96935.1	3	2160	187920	-90984.9
17.60	720	4.5	96939.5	3	2160	190080	-93140.5
17.80	720	4.1	96943.7	3	2160	192240	-95296.3
18.00	720	3.8	96947.5	3	2160	194400	-97452.5
18.20	720	3.5	96951.0	3	2160	196560	-99609.0
18.40	720	3.2	96954.2	3	2160	198720	-101765.8

Lanjutan Tabel 4.33 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan dengan Kapasitas Pompa 3 m<sup>3</sup>/det Berdasarkan Gambar Grafik 4.28

t (jam)	t (detik)	Volume inflow		Volume outflow		Volume outflow Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Selisih V inflow kumulatif - V outflow kumulatif
		Volume (m <sup>3</sup> )	Volume Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Q Pompa (m <sup>3</sup> /det)	Q pompa x t (m <sup>3</sup> )		
18.60	720	3.0	96957.1	3	2160	200880	-103922.9
18.80	720	2.7	96959.9	3	2160	203040	-106080.1
19.00	720	2.5	96962.4	3	2160	205200	-108237.6
19.20	720	2.3	96964.7	3	2160	207360	-110395.3
19.40	720	2.1	96966.8	3	2160	209520	-112553.2
19.60	720	1.9	96968.7	3	2160	211680	-114711.3
19.80	720	1.8	96970.5	3	2160	213840	-116869.5
20.00	720	1.6	96972.2	3	2160	216000	-119027.8
20.20	720	1.5	96973.7	3	2160	218160	-121186.3
20.40	720	1.4	96975.1	3	2160	220320	-123344.9
20.60	720	1.3	96976.4	3	2160	222480	-125503.6
20.80	720	1.2	96977.6	3	2160	224640	-127662.4
21.00	720	1.1	96978.6	3	2160	226800	-129821.4
21.20	720	1.0	96979.6	3	2160	228960	-131980.4
21.40	720	0.9	96980.6	3	2160	231120	-134139.4

Lanjutan Tabel 4.33 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan dengan Kapasitas Pompa 3 m<sup>3</sup>/det Berdasarkan Gambar Grafik 4.28

t (jam)	t (detik)	Volume inflow			Volume outflow		Selisih V inflow komulatif - V outflow komulatif
		Volume (m <sup>3</sup> )	Volume Komulatif (m <sup>3</sup> )	Q Pompa (m <sup>3</sup> /det)	Q pompa x t (m <sup>3</sup> )	Volume outflow Komulatif (m <sup>3</sup> )	
21.60	720	0.8	96981.4	3	2160	233280	-136298.6
21.80	720	0.8	96982.2	3	2160	235440	-138457.8
22.00	720	0.7	96982.9	3	2160	237600	-140617.1
22.20	720	0.7	96983.6	3	2160	239760	-142776.4
22.40	720	0.6	96984.2	3	2160	241920	-144935.8
22.60	720	0.6	96984.7	3	2160	244080	-147095.3
22.80	720	0.5	96985.2	3	2160	246240	-149254.8
23.00	720	0.5	96985.7	3	2160	248400	-151414.3
23.20	720	0.4	96986.1	3	2160	250560	-153573.9
23.40	720	0.4	96986.5	3	2160	252720	-155733.5
23.60	720	0.4	96986.9	3	2160	254880	-157893.1
23.80	720	0.3	96987.2	3	2160	257040	-160052.8
24.00	720	0.3	96987.5	3	2160	259200	-162212.5

Penjelasan Tabel 4.33 :

- i. Pompa (Q) = 3 m<sup>3</sup>/detik
- ii. Volume yang dikendalikan tampungan
  - t = 3.20 – 3.00
  - = 0.20 jam
  - = 0.20 × 3600
  - = 720 detik

$$\begin{aligned}\text{Volume inflow} &= 3.101 \text{ m}^3/\text{detik} \times 720 \text{ detik} \\ &= 2232.9 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Volume inflow komulatif} &= 72888.7 \text{ m}^3 + \\ &2232.9 \text{ m}^3 \\ &= 75121.6 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Volume outflow} &= Q \text{ pompa} \times t \\ &= 3 \text{ m}^3/\text{detik} \times 720 \text{ detik} \\ &= 2160 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Volume outflow komulatif} &= 2160 \text{ m}^3 + 1080 \text{ m}^3 \\ &= 34560 \text{ m}^3\end{aligned}$$

Volume yang dikendalikan tampungan :

$$\begin{aligned}V &= V \text{ inflow komulatif} - V \text{ outflow komulatif} \\ &= 75121.6 \text{ m}^3 - 34560 \text{ m}^3 \\ &= 40561.6 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Volume yang melimpas} &= \text{Volume yang dikendalikan} \\ &\text{tampungan} - \text{Volume Tampungan} \\ &= 40561.6 \text{ m}^3 - 6531.028 \text{ m}^3 \\ &= 34030.575 \text{ m}^3\end{aligned}$$

Kesimpulan :

Volume yang harus dikendalikan oleh Saluran Moro Krembangan = 34030.575 m<sup>3</sup> > Volume tampungan Saluran Moro Krembangan = 6531.028 m<sup>3</sup>, maka perlu dilakukan normalisasi dengan membuat Bozem dimensi L= 170 m, B=100 m, H= 2 m (Volume = 34031 m<sup>3</sup>).

## b. Evaluasi Pompa untuk periode ulang 10 tahun

Tabel 4. 34 Hidrograf Banjir Qr10 Catchment Area Sal. Moro Krembangan

t (jam)	Qt (m <sup>3</sup> /detik)	R1	R2	R3	R4	R5	Q (m <sup>3</sup> /detik)
		44.887	11.667	8.184	6.515	5.502	
0.00	0	0					0
0.20	0.004	0.197	0				0.197
0.40	0.023	1.042	0.271	0			1.313
0.80	0.123	5.500	1.429	1.003	0		7.932
1.01	0.214	9.600	2.495	1.750	1.393	0	15.239
1.20	0.182	8.191	2.129	1.493	1.189	1.004	14.007
1.40	0.154	6.931	1.802	1.264	1.006	0.850	11.852
1.80	0.111	4.963	1.290	0.905	0.720	0.608	8.487
2.00	0.094	4.200	1.092	0.766	0.610	0.515	7.181
2.20	0.079	3.554	0.924	0.648	0.516	0.436	6.077
2.45	0.064	2.882	0.749	0.525	0.418	0.353	4.928
2.60	0.059	2.652	0.689	0.484	0.385	0.325	4.535
2.80	0.053	2.373	0.617	0.433	0.344	0.291	4.058
3.00	0.047	2.123	0.552	0.387	0.308	0.260	3.630
3.20	0.042	1.899	0.494	0.346	0.276	0.233	3.248
3.40	0.038	1.699	0.442	0.310	0.247	0.208	2.905
3.60	0.034	1.520	0.395	0.277	0.221	0.186	2.599
3.80	0.030	1.360	0.353	0.248	0.197	0.167	2.325
4.00	0.027	1.217	0.316	0.222	0.177	0.149	2.080
4.20	0.024	1.088	0.283	0.198	0.158	0.133	1.861

Lanjutan tabel 4.34 Hidrograf banjir Q10 Catchment Area Sal. Moro Krembangan

t (jam)	Qt (m <sup>3</sup> /detik)	R1	R2	R3	R4	R5	Q (m <sup>3</sup> /detik)
		44.887	11.667	8.184	6.515	5.502	
4.61	0.019	0.864	0.225	0.158	0.125	0.106	1.478
4.80	0.018	0.800	0.208	0.146	0.116	0.098	1.368
5.00	0.016	0.736	0.191	0.134	0.107	0.090	1.258
5.20	0.015	0.677	0.176	0.123	0.098	0.083	1.157
5.40	0.014	0.623	0.162	0.114	0.090	0.076	1.065
5.60	0.013	0.573	0.149	0.104	0.083	0.070	0.979
5.80	0.012	0.527	0.137	0.096	0.076	0.065	0.901
6.00	0.011	0.485	0.126	0.088	0.070	0.059	0.829
6.20	0.010	0.446	0.116	0.081	0.065	0.055	0.762
6.40	0.009	0.410	0.107	0.075	0.060	0.050	0.701
6.60	0.008	0.377	0.098	0.069	0.055	0.046	0.645
6.80	0.008	0.347	0.090	0.063	0.050	0.043	0.593
7.00	0.007	0.319	0.083	0.058	0.046	0.039	0.546
7.20	0.007	0.294	0.076	0.054	0.043	0.036	0.502
7.40	0.006	0.270	0.070	0.049	0.039	0.033	0.462
7.60	0.006	0.248	0.065	0.045	0.036	0.030	0.425
7.80	0.005	0.229	0.059	0.042	0.033	0.028	0.391
8.00	0.005	0.210	0.055	0.038	0.031	0.026	0.360
8.20	0.004	0.193	0.050	0.035	0.028	0.024	0.331
8.40	0.004	0.178	0.046	0.032	0.026	0.022	0.304
8.60	0.004	0.164	0.043	0.030	0.024	0.020	0.280
8.80	0.003	0.151	0.039	0.027	0.022	0.018	0.257
9.00	0.003	0.138	0.036	0.025	0.020	0.017	0.237
9.20	0.003	0.127	0.033	0.023	0.018	0.016	0.218
9.40	0.003	0.117	0.030	0.021	0.017	0.014	0.200
9.60	0.002	0.108	0.028	0.020	0.016	0.013	0.184
9.80	0.002	0.099	0.026	0.018	0.014	0.012	0.170
10.00	0.002	0.091	0.024	0.017	0.013	0.011	0.156
10.20	0.002	0.084	0.022	0.015	0.012	0.010	0.143
10.40	0.002	0.077	0.020	0.014	0.011	0.009	0.132

Lanjutan tabel 4.34 Hidrograf banjir Q10 Catchment Area Sal. Moro Krembangan

t (jam)	Qt (m <sup>3</sup> /detik)	R1	R2	R3	R4	R5	Q (m <sup>3</sup> /detik)
		44.887	11.667	8.184	6.515	5.502	
10.60	0.002	0.071	0.018	0.013	0.010	0.009	0.121
10.80	0.001	0.065	0.017	0.012	0.009	0.008	0.112
11.00	0.001	0.060	0.016	0.011	0.009	0.007	0.103
11.20	0.001	0.055	0.014	0.010	0.008	0.007	0.095
11.40	0.001	0.051	0.013	0.009	0.007	0.006	0.087
11.60	0.001	0.047	0.012	0.009	0.007	0.006	0.080
11.80	0.001	0.043	0.011	0.008	0.006	0.005	0.074
12.00	0.001	0.040	0.010	0.007	0.006	0.005	0.068
12.20	0.001	0.036	0.009	0.007	0.005	0.004	0.062
12.40	0.001	0.033	0.009	0.006	0.005	0.004	0.057
12.60	0.001	0.031	0.008	0.006	0.004	0.004	0.053
12.80	0.001	0.028	0.007	0.005	0.004	0.003	0.048
13.00	0.001	0.026	0.007	0.005	0.004	0.003	0.045
13.20	0.001	0.024	0.006	0.004	0.003	0.003	0.041
13.40	0.000	0.022	0.006	0.004	0.003	0.003	0.038
13.60	0.000	0.020	0.005	0.004	0.003	0.002	0.035
13.80	0.000	0.019	0.005	0.003	0.003	0.002	0.032
14.00	0.000	0.017	0.004	0.003	0.002	0.002	0.029
14.20	0.000	0.016	0.004	0.003	0.002	0.002	0.027
14.40	0.000	0.015	0.004	0.003	0.002	0.002	0.025
14.60	0.000	0.013	0.003	0.002	0.002	0.002	0.023
14.80	0.000	0.012	0.003	0.002	0.002	0.002	0.021
15.00	0.000	0.011	0.003	0.002	0.002	0.001	0.019
15.20	0.000	0.010	0.003	0.002	0.002	0.001	0.018
15.40	0.000	0.010	0.002	0.002	0.001	0.001	0.016
15.60	0.000	0.009	0.002	0.002	0.001	0.001	0.015
15.80	0.000	0.008	0.002	0.001	0.001	0.001	0.014
16.00	0.000	0.007	0.002	0.001	0.001	0.001	0.013
16.20	0.000	0.007	0.002	0.001	0.001	0.001	0.012
16.40	0.000	0.006	0.002	0.001	0.001	0.001	0.011



Lanjutan tabel 4.34 Hidrograf banjir Q10 Catchment Area Sal. Moro Krembangan

t (jam)z	Qt (m <sup>3</sup> /detik)	R1	R2	R3	R4	R5	Q (m <sup>3</sup> /detik)
		44.887	11.667	8.184	6.515	5.502	
16.60	0.000	0.006	0.002	0.001	0.001	0.001	0.010
16.80	0.000	0.005	0.001	0.001	0.001	0.001	0.009
17.00	0.000	0.005	0.001	0.001	0.001	0.001	0.008
17.20	0.000	0.005	0.001	0.001	0.001	0.001	0.008
17.40	0.000	0.004	0.001	0.001	0.001	0.001	0.007
17.60	0.000	0.004	0.001	0.001	0.001	0.000	0.007
17.80	0.000	0.004	0.001	0.001	0.001	0.000	0.006
18.00	0.000	0.003	0.001	0.001	0.000	0.000	0.006
18.20	0.000	0.003	0.001	0.001	0.000	0.000	0.005
18.40	0.000	0.003	0.001	0.000	0.000	0.000	0.005
18.60	0.000	0.003	0.001	0.000	0.000	0.000	0.004
18.80	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.004
19.00	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.004
19.20	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.003
19.40	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003
19.60	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003
19.80	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003
20.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
20.20	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
20.40	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
20.60	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
20.80	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
21.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002
21.20	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
21.40	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
21.60	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
21.80	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
22.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
22.20	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
22.40	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001

Lanjutan tabel 4.34 Hidrograf banjir Q10 Catchment Area Sal. Moro Krembangan

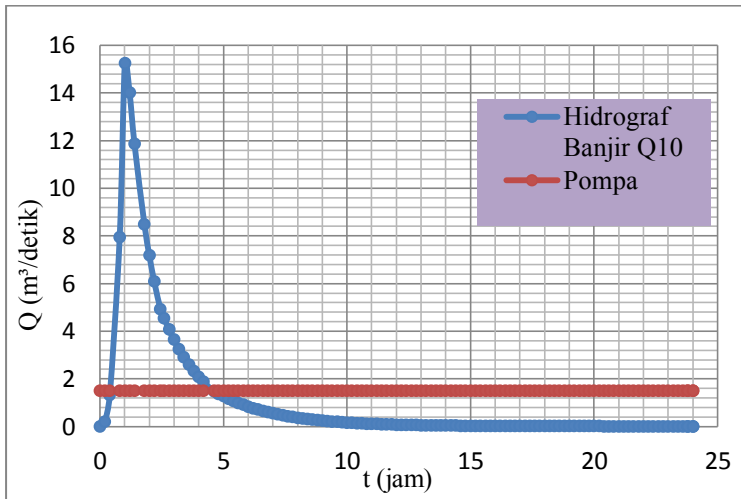
t (jam)	Qt (m <sup>3</sup> /detik)	R1	R2	R3	R4	R5	Q (m <sup>3</sup> /detik)
		44.887	11.667	8.184	6.515	5.502	
22.60	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
22.80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
23.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
23.20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
23.40	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
23.60	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
23.80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23.80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Dari tabel 4.34 diatas, debit yang masuk ke Saluran Moro Krembangan yaitu 15.723 m<sup>3</sup>/detik.

Perhitungan akan dijabarkan di bawah ini, pompa yang digunakan adalah Kapasitas 1.5 m<sup>3</sup>/detik dan 3 m<sup>3</sup>/detik :

1. Perhitungan Volume Yang Dikendalikan  
Tampungan (Menggunakan Pompa  $1.5 \text{ m}^3/\text{detik}$ )



Gambar 4. 3 Grafik Volume Outflow dan Waktu Pemompaan

Tabel 4. 35 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan Dengan Kapasitas Pompa 1.5 (m<sup>3</sup>/det) Berdasarkan Gambar Grafik 4.29

t (jam)	t (detik)	Volume inflow			Volume outflow		Selisih V inflow komulatif - V outflow komulatif
		Volume (m <sup>3</sup> )	Volume Komulatif (m <sup>3</sup> )	Q Pompa (m <sup>3</sup> /det)	Q pompa x t (m <sup>3</sup> )	Volume outflow Komulatif (m <sup>3</sup> )	
0.80	2880	0.0	0.0	0	0	0	0.0
1.01	752	142.1	142.1	1.5	1128.6	1128.6	-986.5
1.20	688	945.2	1087.4	1.5	1031.4	2160	-1072.6
1.40	720	11421.9	12509.2	1.5	1080	3240	9269.2
1.80	1440	11465.5	23974.7	1.5	2160	5400	18574.7
2.00	720	9631.1	33605.8	1.5	1080	6480	27125.8
2.20	720	8533.8	42139.6	1.5	1080	7560	34579.6
2.45	904	12221.0	54360.6	1.5	1355.4	8915.4	45445.2
2.60	536	5170.7	59531.3	1.5	804.6	9720	49811.3
2.80	720	4375.4	63906.7	1.5	1080	10800	53106.7
3.00	720	4452.8	68359.4	1.5	1080	11880	56479.4
3.20	720	2432.8	70792.3	1.5	1080	12960	57832.3

Lanjutan Tabel 4.35 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan dengan Kapasitas Pompa 1.5 m<sup>3</sup>/det Berdasarkan gambar grafik 4.29

t (jam)	t (detik)	Volume inflow			Volume outflow		Selisih V inflow komulatif - V outflow komulatif
		Volume (m <sup>3</sup> )	Volume Komulatif (m <sup>3</sup> )	Q Pompa (m <sup>3</sup> /det)	Q pompa x t (m <sup>3</sup> )	Volume outflow Komulatif (m <sup>3</sup> )	
3.40	720	2091.9	80757.6	1.5	1080	18360	62397.6
3.60	720	1871.5	82629.1	1.5	1080	19440	63189.1
3.80	720	1674.3	84303.3	1.5	1080	20520	63783.3
4.00	720	1497.9	85801.2	1.5	1080	21600	64201.2
4.20	720	1340.1	87141.3	1.5	1080	22680	64461.3
4.61	1490	2202.9	89344.2	1.5	2235.6	24915.6	64428.6
4.80	670	915.8	90260.0	1.5	1004.4	25920	64340.0
5.00	720	905.8	91165.8	1.5	1080	27000	64165.8
5.20	720	833.3	91999.1	1.5	1080	28080	63919.1
5.40	720	766.5	92765.6	1.5	1080	29160	63605.6
5.60	720	705.1	93470.7	1.5	1080	30240	63230.7
5.80	720	648.6	94119.3	1.5	1080	31320	62799.3
6.00	720	596.7	94716.0	1.5	1080	32400	62316.0
6.20	720	548.9	95264.9	1.5	1080	33480	61784.9
6.40	720	504.9	95769.7	1.5	1080	34560	61209.7

Lanjutan Tabel 4.35 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan dengan Kapasitas Pompa 1.5 m3/det Berdasarkan gambar grafik 4.29

t (jam)	t (detik)	Volume inflow			Volume outflow		Volume outflow Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Selisih V inflow kumulatif - V outflow kumulatif
		Volume (m <sup>3</sup> )	Volume Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Q (m <sup>3</sup> /det)	Q pompa (m <sup>3</sup> )	Q pompa x t (m <sup>3</sup> )		
6.60	720	464.4	96234.2	1.5	1080	1080	35640	60594.2
6.80	720	427.2	96661.4	1.5	1080	1080	36720	59941.4
7.00	720	393.0	97054.4	1.5	1080	1080	37800	59254.4
7.20	720	361.5	97415.9	1.5	1080	1080	38880	58535.9
7.40	720	332.6	97748.5	1.5	1080	1080	39960	57788.5
7.60	720	305.9	98054.4	1.5	1080	1080	41040	57014.4
7.80	720	281.4	98335.8	1.5	1080	1080	42120	56215.8
8.00	720	258.9	98594.6	1.5	1080	1080	43200	55394.6
8.20	720	238.1	98832.8	1.5	1080	1080	44280	54552.8
8.40	720	219.0	99051.8	1.5	1080	1080	45360	53691.8
8.60	720	201.5	99253.3	1.5	1080	1080	46440	52813.3
8.80	720	185.4	99438.7	1.5	1080	1080	47520	51918.7
9.00	720	170.5	99609.2	1.5	1080	1080	48600	51009.2
9.20	720	156.8	99766.0	1.5	1080	1080	49680	50086.0
9.40	720	144.3	99910.3	1.5	1080	1080	50760	49150.3

Lanjutan Tabel 4.35 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan dengan Kapasitas Pompa 1.5 m<sup>3</sup>/det Berdasarkan gambar grafik 4.29

t	t	Volume inflow			Volume outflow		Selish V
(jam)	(detik)	Volume (m <sup>3</sup> )	Volume Komulatif (m <sup>3</sup> )	Q Pompa (m <sup>3</sup> /det)	Q pompa x t (m <sup>3</sup> )	Volume outflow Komulatif (m <sup>3</sup> )	inflow komulatif - V outflow komulatif
9.60	720	132.7	100043.0	1.5	1080	51840	48203.0
9.80	720	122.1	100165.1	1.5	1080	52920	47245.1
10.00	720	112.3	100277.4	1.5	1080	54000	46277.4
10.20	720	103.3	100380.7	1.5	1080	55080	45300.7
10.40	720	95.0	100475.7	1.5	1080	56160	44315.7
10.60	720	87.4	100563.2	1.5	1080	57240	43323.2
10.80	720	80.4	100643.6	1.5	1080	58320	42323.6
11.00	720	74.0	100717.6	1.5	1080	59400	41317.6
11.20	720	68.0	100785.6	1.5	1080	60480	40305.6
11.40	720	62.6	100848.2	1.5	1080	61560	39288.2
11.60	720	57.6	100905.8	1.5	1080	62640	38265.8
11.80	720	53.0	100958.7	1.5	1080	63720	37238.7
12.00	720	48.7	101007.5	1.5	1080	64800	36207.5
12.20	720	44.8	101052.3	1.5	1080	65880	35172.3
12.40	720	41.2	101093.5	1.5	1080	66960	34133.5

Lanjutan Tabel 4.35 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan dengan Kapasitas Pompa 1.5 m<sup>3</sup>/det Berdasarkan gambar grafik 4.29

t (jam)	t (detik)	Volume inflow			Volume outflow		Selisih V inflow komulatif - V outflow komulatif
		Volume (m <sup>3</sup> )	Volume Komulatif (m <sup>3</sup> )	Q Pompa (m <sup>3</sup> /det)	Q pompa x t (m <sup>3</sup> )	Volume outflow Komulatif (m <sup>3</sup> )	
12.60	720	37.9	101131.5	1.5	1080	68040	33091.5
12.80	720	34.9	101166.3	1.5	1080	69120	32046.3
13.00	720	32.1	101198.4	1.5	1080	70200	30998.4
13.20	720	29.5	101228.0	1.5	1080	71280	29948.0
13.40	720	27.2	101255.1	1.5	1080	72360	28895.1
13.60	720	25.0	101280.1	1.5	1080	73440	27840.1
13.80	720	23.0	101303.1	1.5	1080	74520	26783.1
14.00	720	21.1	101324.2	1.5	1080	75600	25724.2
14.20	720	19.4	101343.7	1.5	1080	76680	24663.7
14.40	720	17.9	101361.6	1.5	1080	77760	23601.6
14.60	720	16.5	101378.0	1.5	1080	78840	22538.0
14.80	720	15.1	101393.1	1.5	1080	79920	21473.1
15.00	720	13.9	101407.1	1.5	1080	81000	20407.1
15.20	720	12.8	101419.9	1.5	1080	82080	19339.9
15.40	720	11.8	101431.7	1.5	1080	83160	18271.7



Lanjutan Tabel 4.35 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan dengan Kapasitas Pompa 1.5 m<sup>3</sup>/det Berdasarkan gambar grafik 4.29

t (jam)	t (detik)	Volume inflow		Volume outflow		Selisih V inflow komulatif - V outflow komulatif
		Volume (m <sup>3</sup> )	Volume Komulatif (m <sup>3</sup> )	Q Pompa (m <sup>3</sup> /det)	Q pompa x t (m <sup>3</sup> )	Volume outflow Komulatif (m <sup>3</sup> )
15.60	720	10.8	101442.5	1.5	1080	84240
15.80	720	10.0	101452.5	1.5	1080	85320
16.00	720	9.2	101461.6	1.5	1080	86400
16.20	720	8.4	101470.1	1.5	1080	87480
16.40	720	7.8	101477.8	1.5	1080	88560
16.60	720	7.1	101485.0	1.5	1080	89640
16.80	720	6.6	101491.5	1.5	1080	90720
17.00	720	6.0	101497.6	1.5	1080	91800
17.20	720	5.6	101503.1	1.5	1080	92880
17.40	720	5.1	101508.3	1.5	1080	93960
17.60	720	4.7	101513.0	1.5	1080	95040
17.80	720	4.3	101517.3	1.5	1080	96120
18.00	720	4.0	101521.3	1.5	1080	97200
18.20	720	3.7	101524.9	1.5	1080	98280
18.40	720	3.4	101528.3	1.5	1080	99360

Lanjutan Tabel 4.35 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan dengan Kapasitas Pompa 1.5 m3/det Berdasarkan gambar grafik 4.29

t (jam)	t (detik)	Volume inflow			Volume outflow		Selisih V inflow komulatif - V outflow komulatif
		Volume (m <sup>3</sup> )	Volume Komulatif (m <sup>3</sup> )	Q Pompa (m <sup>3</sup> /det)	Q pompa x t (m <sup>3</sup> )	Volume outflow Komulatif (m <sup>3</sup> )	
18.60	720	3.1	101531.4	1.5	1080	100440	1091.4
18.80	720	2.8	101534.2	1.5	1080	101520	14.2
19.00	720	2.6	101536.9	1.5	1080	102600	-1063.1
19.20	720	2.4	101539.3	1.5	1080	103680	-2140.7
19.40	720	2.2	101541.5	1.5	1080	104760	-3218.5
19.60	720	2.0	101543.5	1.5	1080	105840	-4296.5
19.80	720	1.9	101545.4	1.5	1080	106920	-5374.6
20.00	720	1.7	101547.1	1.5	1080	108000	-6452.9
20.20	720	1.6	101548.7	1.5	1080	109080	-7531.3
20.40	720	1.5	101550.2	1.5	1080	110160	-8609.8
20.60	720	1.3	101551.5	1.5	1080	111240	-9688.5
20.80	720	1.2	101552.8	1.5	1080	112320	-10767.2
21.00	720	1.1	101553.9	1.5	1080	113400	-11846.1
21.20	720	1.0	101554.9	1.5	1080	114480	-12925.1
21.40	720	1.0	101555.9	1.5	1080	115560	-14004.1

Lanjutan Tabel 4.35 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan dengan Kapasitas Pompa 1.5 m<sup>3</sup>/det Berdasarkan gambar grafik 4.29

t	t	Volume inflow			Volume outflow		Selisih V
(jam)	(detik)	Volume (m³)	Volume Kumulatif (m³)	Q Pompa (m³/det)	Q pompa x t (m³)	Volume outflow Kumulatif (m³)	komulatif - V outflow komulatif
21.60	720	0.9	101556.8	1.5	1080	116640	-15083.2
21.80	720	0.8	101557.6	1.5	1080	117720	-16162.4
22.00	720	0.7	101558.3	1.5	1080	118800	-17241.7
22.20	720	0.7	101559.0	1.5	1080	119880	-18321.0
22.40	720	0.6	101559.7	1.5	1080	120960	-19400.3
22.60	720	0.6	101560.3	1.5	1080	122040	-20479.7
22.80	720	0.5	101560.8	1.5	1080	123120	-21559.2
23.00	720	0.5	101561.3	1.5	1080	124200	-22638.7
23.20	720	0.5	101561.7	1.5	1080	125280	-23718.3
23.40	720	0.4	101562.2	1.5	1080	126360	-24797.8
23.60	720	0.4	101562.5	1.5	1080	127440	-25877.5
23.80	720	0.4	101562.9	1.5	1080	128520	-26957.1
24.00	720	0.3	101563.2	1.5	1080	129600	-28036.8

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Penjelasan Tabel 4.35 :

i. Pompa (Q) =  $1.5 \text{ m}^3/\text{detik}$

ii. Volume yang dikendalikan tampungan

$$\begin{aligned} t &= 4.20 - 4.00 \\ &= 0.20 \text{ jam} \\ &= 0.20 \times 3600 \\ &= 720 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume inflow} &= 1.861 \text{ m}^3/\text{detik} \times 720 \text{ detik} \\ &= 1340 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume inflow komulatif} &= 85801.2 \text{ m}^3 + \\ &\quad 1340 \text{ m}^3 \\ &= 87141.3 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume outflow} &= Q \text{ pompa} \times t \\ &= 1.5 \text{ m}^3/\text{detik} \times 720 \text{ detik} \\ &= 2160 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume outflow komulatif} &= 21600 \text{ m}^3 + 1080 \text{ m}^3 \\ &= 22680 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Volume yang dikendalikan tampungan :

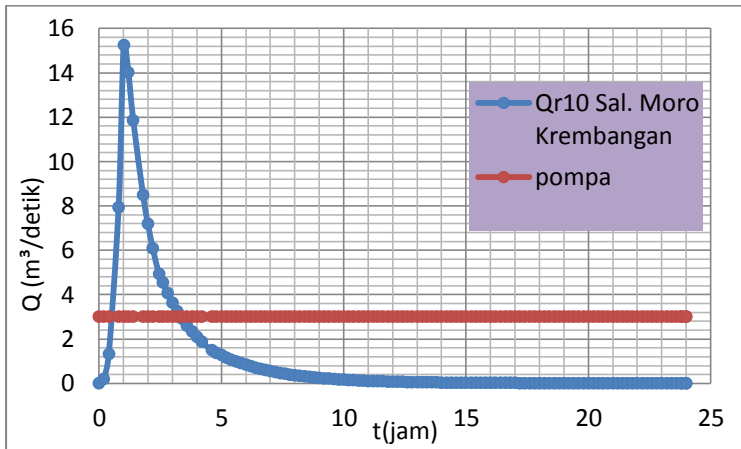
$$\begin{aligned} V &= V \text{ inflow komulatif} - V \text{ outflow komulatif} \\ &= 87141.3 \text{ m}^3 - 22680 \text{ m}^3 \\ &= 64461.3 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume yang melimpas} &= \text{Volume yang dikendalikan} \\ &\quad \text{tampungan} - \text{Volume Tampungan} \\ &= 64461.3 \text{ m}^3 - 6531.028 \text{ m}^3 \\ &= 57930 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Kesimpulan :

Volume yang harus dikendalikan oleh Saluran Moro Krembangan =  $44105.7 \text{ m}^3 > \text{Volume tampungan Saluran Moro Krembangan} = 6531.028 \text{ m}^3$ , maka perlu dilakukan normalisasi dengan membuat Bozem dimensi  $L= 290 \text{ m}$ ,  $B=100 \text{ m}$ ,  $H= 2 \text{ m}$  (Volume =  $57930 \text{ m}^3$ ).

1. Perhitungan Volume Yang Dikendalikan  
Tampungan (Menggunakan Pompa 1.5 m<sup>3</sup>/detik)



Gambar 4. 4 Grafik Volume Outflow dan Waktu Pemompaan

Tabel 4. 36 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan Dengan Kapasitas Pompa 3 (m<sup>3</sup>/det) Berdasarkan Gambar Grafik 4.30

t (jam)	t (detik)	Volume inflow			Volume outflow		Volume outflow Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Selisih V inflow komulatif - V outflow komulatif
		Volume (m <sup>3</sup> )	Volume Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Q Pompa (m <sup>3</sup> /det)	Q pompa (m <sup>3</sup> )	Q pompa x t (m <sup>3</sup> )		
0.00	0	0.0	0.0	0	0	0	0	0.0
0.20	720	142.1	142.1	3	2160	2160	2160	-2017.9
0.40	720	945.2	1087.4	3	2160	2160	4320	-3232.6
0.80	1440	11421.9	12509.2	3	4320	4320	8640	3869.2
1.01	752	11465.5	23974.7	3	2257.2	2257.2	10897.2	13077.5
1.20	688	9631.1	33605.8	3	2062.8	2062.8	12960	20645.8
1.40	720	8533.8	42139.6	3	2160	2160	15120	27019.6
1.80	1440	12221.0	54360.6	3	4320	4320	19440	34920.6
2.00	720	5170.7	59531.3	3	2160	2160	21600	37931.3
2.20	720	4375.4	63906.7	3	2160	2160	23760	40146.7
2.45	904	4452.8	68359.4	3	2710.8	2710.8	26470.8	41888.6
2.60	536	2432.8	70792.3	3	1609.2	1609.2	28080	42712.3
2.80	720	2921.5	73713.8	3	2160	2160	30240	43473.8
3.00	720	2613.7	76327.4	3	2160	2160	32400	43927.4
3.20	720	2338.3	78665.7	3	2160	2160	34560	44105.7

Tabel 4. 37 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan Dengan Kapasitas Pompa 3 ( $\text{m}^3/\text{det}$ ) Berdasarkan Gambar Grafik 4.30

t  (jam)	t  (detik)	Volume inflow		Volume outflow		Volume outflow Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Selisih V inflow kumulatif - V outflow kumulatif
		Volume (m <sup>3</sup> )	Volume Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Q Pompa (m <sup>3</sup> /det)	Q pompa x t (m <sup>3</sup> )		
3.40	720	2091.9	80757.6	3	2160	36720	44037.6
3.60	720	1871.5	82629.1	3	2160	38880	43749.1
3.80	720	1674.3	84303.3	3	2160	41040	43263.3
4.00	720	1497.9	85801.2	3	2160	43200	42601.2
4.20	720	1340.1	87141.3	3	2160	45360	41781.3
4.61	1490	2202.9	89344.2	3	4471.2	49831.2	39513.0
4.80	670	915.8	90260.0	3	2008.8	51840	38420.0
5.00	720	905.8	91165.8	3	2160	54000	37165.8
5.20	720	833.3	91999.1	3	2160	56160	35839.1
5.40	720	766.5	92765.6	3	2160	58320	34445.6
5.60	720	705.1	93470.7	3	2160	60480	32990.7
5.80	720	648.6	94119.3	3	2160	62640	31479.3
6.00	720	596.7	94716.0	3	2160	64800	29916.0
6.20	720	548.9	95264.9	3	2160	66960	28304.9
6.40	720	504.9	95769.7	3	2160	69120	26649.7

Tabel 4. 38 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan Dengan Kapasitas Pompa 3 ( $\text{m}^3/\text{det}$ ) Berdasarkan Gambar Grafik 4.30

t (jam)	t (detik)	Volume inflow		Volume outflow		Volume outflow Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Selisih V inflow kumulatif - V outflow kumulatif
		Volume (m <sup>3</sup> )	Volume Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Q Pompa (m <sup>3</sup> /det)	Q pompa x t (m <sup>3</sup> )		
6.60	720	464.4	96234.2	3	2160	71280	24954.2
6.80	720	427.2	96661.4	3	2160	73440	23221.4
7.00	720	393.0	97054.4	3	2160	75600	21454.4
7.20	720	361.5	97415.9	3	2160	77760	19655.9
7.40	720	332.6	97748.5	3	2160	79920	17828.5
7.60	720	305.9	98054.4	3	2160	82080	15974.4
7.80	720	281.4	98335.8	3	2160	84240	14095.8
8.00	720	258.9	98594.6	3	2160	86400	12194.6
8.20	720	238.1	98832.8	3	2160	88560	10272.8
8.40	720	219.0	99051.8	3	2160	90720	8331.8
8.60	720	201.5	99253.3	3	2160	92880	6373.3
8.80	720	185.4	99438.7	3	2160	95040	4398.7
9.00	720	170.5	99609.2	3	2160	97200	2409.2
9.20	720	156.8	99766.0	3	2160	99360	406.0
9.40	720	144.3	99910.3	3	2160	101520	-1609.7



Tabel 4. 39 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan Dengan Kapasitas Pompa 3 ( $\text{m}^3/\text{det}$ ) Berdasarkan Gambar Grafik 4.30

t (jam)	t (detik)	Volume inflow			Volume outflow		Selisih V inflow komulatif - V outflow komulatif
		Volume ( $\text{m}^3$ )	Volume Komulatif ( $\text{m}^3$ )	Q Pompa ( $\text{m}^3/\text{det}$ )	Q pompa x t ( $\text{m}^3$ )	Volume outflow Komulatif ( $\text{m}^3$ )	
9.60	720	132.7	100043.0	3	2160	103680	-3637.0
9.80	720	122.1	100165.1	3	2160	105840	-5674.9
10.00	720	112.3	100277.4	3	2160	108000	-7722.6
10.20	720	103.3	100380.7	3	2160	110160	-9779.3
10.40	720	95.0	100475.7	3	2160	112320	-11844.3
10.60	720	87.4	100563.2	3	2160	114480	-13916.8
10.80	720	80.4	100643.6	3	2160	116640	-15996.4
11.00	720	74.0	100717.6	3	2160	118800	-18082.4
11.20	720	68.0	100785.6	3	2160	120960	-20174.4
11.40	720	62.6	100848.2	3	2160	123120	-22271.8
11.60	720	57.6	100905.8	3	2160	125280	-24374.2
11.80	720	53.0	100958.7	3	2160	127440	-26481.3
12.00	720	48.7	101007.5	3	2160	129600	-28592.5
12.20	720	44.8	101052.3	3	2160	131760	-30707.7
12.40	720	41.2	101093.5	3	2160	133920	-32826.5

Tabel 4. 40 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan Dengan Kapasitas Pompa 3 (m<sup>3</sup>/det) Berdasarkan Gambar Grafik 4.30

t	t	Volume inflow		Volume outflow		Selisih V	
(jam)	(detik)	Volume (m <sup>3</sup> )	Volume Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Q Pompa (m <sup>3</sup> /det)	Q pompa x t (m <sup>3</sup> )	Volume outflow Kumulatif (m <sup>3</sup> )	inflow kumulatif - V outflow kumulatif
12.60	720	37.9	101131.5	3	2160	136080	-34948.5
12.80	720	34.9	101166.3	3	2160	138240	-37073.7
13.00	720	32.1	101198.4	3	2160	140400	-39201.6
13.20	720	29.5	101228.0	3	2160	142560	-41332.0
13.40	720	27.2	101255.1	3	2160	144720	-43464.9
13.60	720	25.0	101280.1	3	2160	146880	-45599.9
13.80	720	23.0	101303.1	3	2160	149040	-47736.9
14.00	720	21.1	101324.2	3	2160	151200	-49875.8
14.20	720	19.4	101343.7	3	2160	153360	-52016.3
14.40	720	17.9	101361.6	3	2160	155520	-54158.4
14.60	720	16.5	101378.0	3	2160	157680	-56302.0
14.80	720	15.1	101393.1	3	2160	159840	-58446.9
15.00	720	13.9	101407.1	3	2160	162000	-60592.9
15.20	720	12.8	101419.9	3	2160	164160	-62740.1
15.40	720	11.8	101431.7	3	2160	166320	-64888.3

Tabel 4. 41 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan Dengan Kapasitas Pompa 3 (m<sup>3</sup>/det) Berdasarkan Gambar Grafik 4.30

t (jam)	t (detik)	Volume inflow			Volume outflow		Selisih V inflow komulatif - V outflow komulatif
		Volume (m <sup>3</sup> )	Volume Komulatif (m <sup>3</sup> )	Q Pompa (m <sup>3</sup> /det)	Q pompa x t (m <sup>3</sup> )	Volume outflow Komulatif (m <sup>3</sup> )	
15.60	720	10.8	101442.5	3	2160	168480	-67037.5
15.80	720	10.0	101452.5	3	2160	170640	-69187.5
16.00	720	9.2	101461.6	3	2160	172800	-71338.4
16.20	720	8.4	101470.1	3	2160	174960	-73489.9
16.40	720	7.8	101477.8	3	2160	177120	-75642.2
16.60	720	7.1	101485.0	3	2160	179280	-77795.0
16.80	720	6.6	101491.5	3	2160	181440	-79948.5
17.00	720	6.0	101497.6	3	2160	183600	-82102.4
17.20	720	5.6	101503.1	3	2160	185760	-84256.9
17.40	720	5.1	101508.3	3	2160	187920	-86411.7
17.60	720	4.7	101513.0	3	2160	190080	-88567.0
17.80	720	4.3	101517.3	3	2160	192240	-90722.7
18.00	720	4.0	101521.3	3	2160	194400	-92878.7
18.20	720	3.7	101524.9	3	2160	196560	-95035.1
18.40	720	3.4	101528.3	3	2160	198720	-97191.7

Tabel 4. 42 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan Dengan Kapasitas Pompa 3 (m<sup>3</sup>/det) Berdasarkan Gambar Grafik 4.30

t  (jam)	t  (detik)	Volume inflow			Volume outflow			Selisih V inflow komulatif - V outflow komulatif
		Volume (m <sup>3</sup> )	Volume Komulatif (m <sup>3</sup> )	Q Pompa (m <sup>3</sup> /det)	Q pompa (m <sup>3</sup> )	Q pompa x t (m <sup>3</sup> )	Volume outflow Komulatif (m <sup>3</sup> )	
18.60	720	3.1	101531.4	3	2160	2160	200880	-99348.6
18.80	720	2.8	101534.2	3	2160	2160	203040	-101505.8
19.00	720	2.6	101536.9	3	2160	2160	205200	-103663.1
19.20	720	2.4	101539.3	3	2160	2160	207360	-105820.7
19.40	720	2.2	101541.5	3	2160	2160	209520	-107978.5
19.60	720	2.0	101543.5	3	2160	2160	211680	-110136.5
19.80	720	1.9	101545.4	3	2160	2160	213840	-112294.6
20.00	720	1.7	101547.1	3	2160	2160	216000	-114452.9
20.20	720	1.6	101548.7	3	2160	2160	218160	-116611.3
20.40	720	1.5	101550.2	3	2160	2160	220320	-118769.8
20.60	720	1.3	101551.5	3	2160	2160	222480	-120928.5
20.80	720	1.2	101552.8	3	2160	2160	224640	-123087.2
21.00	720	1.1	101553.9	3	2160	2160	226800	-125246.1
21.20	720	1.0	101554.9	3	2160	2160	228960	-127405.1
21.40	720	1.0	101555.9	3	2160	2160	231120	-129564.1

Tabel 4. 43 Perhitungan Volume Outflow dan Waktu Pemompaan Dengan Kapasitas Pompa 3 ( $\text{m}^3/\text{det}$ ) Berdasarkan Gambar Grafik 4.30

t  (jam)	t  (detik)	Volume inflow		Volume outflow		Volume outflow Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Selisih V inflow kumulatif - V outflow kumulatif
		Volume (m <sup>3</sup> )	Volume Kumulatif (m <sup>3</sup> )	Q Pompa (m <sup>3</sup> /det)	Q pompa x t (m <sup>3</sup> )		
21.60	720	0.9	101556.8	3	2160	233280	-131723.2
21.80	720	0.8	101557.6	3	2160	235440	-133882.4
22.00	720	0.7	101558.3	3	2160	237600	-136041.7
22.20	720	0.7	101559.0	3	2160	239760	-138201.0
22.40	720	0.6	101559.7	3	2160	241920	-140360.3
22.60	720	0.6	101560.3	3	2160	244080	-142519.7
22.80	720	0.5	101560.8	3	2160	246240	-144679.2
23.00	720	0.5	101561.3	3	2160	248400	-146838.7
23.20	720	0.5	101561.7	3	2160	250560	-148998.3
23.40	720	0.4	101562.2	3	2160	252720	-151157.8
23.60	720	0.4	101562.5	3	2160	254880	-153317.5
23.80	720	0.4	101562.9	3	2160	257040	-155477.1
24.00	720	0.3	101563.2	3	2160	259200	-157636.8

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Penjelasan Tabel 4.36 :

i. Pompa (Q) = 3 m<sup>3</sup>/detik

ii. Volume yang dikendalikan tampungan

$$\begin{aligned}t &= 3.20 - 3.00 \\&= 0.20 \text{ jam} \\&= 0.20 \times 3600 \\&= 720 \text{ detik}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Volume inflow} &= 3.248 \text{ m}^3/\text{detik} \times 720 \text{ detik} \\&= 2338.3 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Volume inflow komulatif} &= 76327.4 \text{ m}^3 + \\&\quad 2338.3 \text{ m}^3 \\&= 78665.7 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Volume outflow} &= Q \text{ pompa} \times t \\&= 1.5 \text{ m}^3/\text{detik} \times 720 \text{ detik} \\&= 1080 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Volume outflow komulatif} &= 32400 \text{ m}^3 - 2160 \text{ m}^3 \\&= 34560 \text{ m}^3\end{aligned}$$

Volume yang dikendalikan tampungan :

$$\begin{aligned}V &= V \text{ inflow komulatif} - V \text{ outflow komulatif} \\&= 78665.7 \text{ m}^3 - 34560 \text{ m}^3 \\&= 44105.7 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Volume yang melimpas} &= \text{Volume yang dikendalikan} \\&\quad \text{tampungan} - \text{Volume Tampungan} \\&= 44105.7 \text{ m}^3 - 6531.028 \text{ m}^3 \\&= 37575 \text{ m}^3\end{aligned}$$

Kesimpulan :

Volume yang harus dikendalikan oleh Saluran Moro Krembangan = 44105.7 m<sup>3</sup> > Volume tampungan Saluran Moro Krembangan = 6531.028 m<sup>3</sup>, maka perlu dilakukan normalisasi dengan membuat Bozem dimensi L= 188 m, B=100 m, H= 2 m (Volume = 37575 m<sup>3</sup>).

Tabel 4. 44 Perhitungan Dimensi Bozem

Debit Rencana	Pompa (m <sup>3</sup> /detik)	Tampungan Saluran Moro Kembangan (m <sup>3</sup> )	Volume yang dikendalikan tampungan (m <sup>3</sup> )	Volume yang melimpas (m <sup>3</sup> )	Dimensi Bozem			Volume Bozem
					(m <sup>3</sup> )			
					L (m)	B (m)	H (m)	
Qr 5	1.5	6531.028	60535.4	54004	270	100	2	54004
	3.0	6531.028	40561.6	34031	170	100	2	34031
Qr 10	1.5	6531.028	64461.3	57930	290	100	2	57930
	3.0	6531.028	44105.7	37575	188	100	2	37575

(Sumber : Hasil Perhitungan)

*Halaman ini sengaja dikosongkan*



## **BAB V**

### **KESIMPULAN**

Berdasarkan dari analisis dan perhitungan yang telah dilakukan, dapat diambil disimpulkan sebagai berikut :

1. Berdasarkan hasil analisis dan perhitungan, debit banjir rencana yang melimpas di Saluran Moro Krembangan dengan periode ulang 5 tahun sebesar  $14.552 \text{ m}^3/\text{detik}$  dan periode ulang 10 tahun  $15.239 \text{ m}^3/\text{detik}$ .
2. Kapasitas eksisting Saluran Moro Krembangan dengan lebar saluran 4.80 m, kedalaman saluran 0.98 m,  $I = 0.00079$  dan panjang saluran eksisting 1150 m adalah  $5.097 \text{ m}^3/\text{detik}$ .
3. Kapasitas pompa air eksisting Ikan Mungsing sebesar  $1.5 \text{ m}^3/\text{detik}$  dengan jumlah pompa banjir 1 unit.
4. Setelah dipompa sesuai perhitungan (menggunakan pompa kapasitas  $1.5 \text{ m}^3/\text{detik}$  dan  $3 \text{ m}^3/\text{detik}$ ) masih terjadi genangan di daerah layanannya (Jl.Tanjung Sadari, Jl. Ikan Mungsing)
5. Untuk mencegah banjir di Saluran Moro Krembangan maka direncanakan Bozem.
6. Jika menggunakan 1 unit pompa kapasitas  $1.5 \text{ m}^3/\text{detik}$  pada Qr5 dan Qr10 maka diperlukan Bozem dengan volume  $54004 \text{ m}^3$  dan  $57930 \text{ m}^3$ . Kemudian jika menggunakan 2 unit pompa kapasitas  $1.5 \text{ m}^3/\text{detik}$  pada Qr5 dan Qr10 diperlukan Bozem dengan volume  $34031 \text{ m}^3$  dan  $37575 \text{ m}^3$ .

*Halaman ini sengaja dikosongkan*